



PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ

CADERNO DE ESPECIFICAÇÕES

Revisão 00

SETEMBRO DE 2024





Revisão	Data	Descrição	Elab.	Aprov.
00	04/09/2024	Emissão inicial	JF	EJF

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ

CADERNO DE ESPECIFICAÇÕES

Elaboração: Jordana Furman CREA-PR 164.690/D	Aprovação: Edu José Franco CREA-PR 25.802/D	Código do Documento: F-2302-TI-1000-MD
--	---	--





SUMÁRIO

1	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS	4
1.1	NORMAS E DISPOSIÇÕES GERAIS	4
1.2	SONDAGENS	4
1.3	ESPECIFICAÇÕES DE CONCRETO MAGRO	4
1.3.1	Normas	4
1.3.2	Definição	4
1.3.3	Disposições Gerais	4
1.3.4	Execução	5
1.3.5	Resumo	5
1.4	ESPECIFICAÇÕES DE CONCRETO ESTRUTURAL	5
1.4.1	Normas	5
1.4.2	Definições	6
1.4.3	Disposições Gerais	7
1.4.4	Materiais	7
1.4.5	Equipamentos	8
1.4.6	Execução	8
1.4.7	Inspeção	13
1.4.8	Controle da Execução	13
1.4.9	Aceitação e Rejeição	15
1.4.10	CrITÉrios de Medição	15
1.5	ESPECIFICAÇÕES DE FORMAS	15
1.5.1	Condições Gerais	15
1.5.2	Condições Específicas	16
1.5.3	Insumos	16
1.5.4	AcessÓrios	16
1.5.5	Cargas Atuantes	17
1.5.6	Técnicas especiais de construção	17
1.5.7	Inspeções	18
1.5.8	Condições de Conformidade e Não Conformidade	19
1.5.9	CrITÉrio de Medição	19
2	TERMO DE ENCERRAMENTO	20





1 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

1.1 NORMAS E DISPOSIÇÕES GERAIS

Juntamente com esta especificação devem ser obedecidas todas as normas da ABNT, principalmente as seguintes:

- NBR-6122 - Projeto e execução de fundações;
- NBR-7678 - Segurança na execução de obras e serviços de construção – Procedimento;

Todos os serviços a serem executados, deverão ser baseados nos desenhos do Projeto Executivo, tanto no que diz respeito às cotas de assentamento das estruturas, vãos da estrutura e às tensões admissíveis requeridas para o terreno.

1.2 SONDAgens

Sempre que necessário deverá ser utilizado o Boletim de Sondagem a fim de dirimir dúvidas.

1.3 ESPECIFICAÇÕES DE CONCRETO MAGRO

O objetivo desta especificação é estabelecer os requisitos mínimos a serem observados na execução de concreto magro, compreendendo, sem se limitar, ao fornecimento e aplicação de materiais, bem como todos os serviços necessários à perfeita execução dos trabalhos.

1.3.1 Normas

Juntamente com esta memória, devem ser obedecidas todas as normas de ABNT, pertinentes ao assunto, mas principalmente as seguintes:

- NBR-6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado - Procedimento
- NBR-6112 - Projeto e execução de fundações - Procedimento

1.3.2 Definição

Entende-se como concreto magro ao concreto de regularização do fundo de cavas, que serve de suporte do concreto estrutural.

1.3.3 Disposições Gerais

Para fabricação, transporte e lançamento do concreto magro devem ser obedecidas às prescrições da Especificação “Concreto”.

A finalidade do concreto magro é a obtenção de uma superfície firme, limpa e que permita o posicionamento correto e rígido da fôrma e armação, e o lançamento do concreto estrutural em local isento de materiais que possam contaminá-lo.



Sob nenhum pretexto será permitido lançamento de concreto magro sobre barro, lama, solo ou aterro sem compactação, devendo-se tomar as providências para sempre lançar o concreto magro sobre solo firme.

Conforme NBR 6118/2003, o fck do concreto magro usado para regularização deve ser de 15 MPa, tipo C15 com consumo mínimo de cimento de 200 Kg/m³.

1.3.4 Execução

Concluída o aterro de cabeceira, quando for o caso, deve-se compactar convenientemente o solo, e posteriormente obedecer ao seguinte procedimento:

- a) Para fundações, a espessura do concreto magro será de 10,0 cm, conforme indicação do projeto;
- b) Para fundações, além da superfície de apoio, o concreto magro deve avançar mais 5cm para cada lado, para apoio da fôrma;
- c) Se a cava estiver sujeita a presença de água, provocando o solapamento do concreto magro, deverão ser adotadas soluções de sobrelargura, ou aumento de espessura do concreto magro nas bordas, ou outra, a critério da executante;
- d) As superfícies de apoio das formas da fundação deverão ser perfeitamente niveladas;
- e) Após o lançamento e espalhamento, o concreto magro deverá ser energicamente apiloado com soquete com área de 20 x 20 cm e 5kg, para haver um perfeito contato do concreto com o solo.

Obs.: Parte deste memorial foi compilada das Normas Rodoviárias do MT – DNER/DNIT – Obras-de-arte especiais – Concretos e argamassas.

1.3.5 Resumo

Este documento define a sistemática empregada na execução de concretos e argamassas.

Para tanto, são apresentados os requisitos concernentes a material, equipamento, execução, verificação final de qualidade, além dos critérios para aceitação, rejeição e medição dos serviços.

1.4 ESPECIFICAÇÕES DE CONCRETO ESTRUTURAL

Esta norma estabelece a sistemática a ser empregada na execução e no controle da qualidade do serviço em epígrafe.

O objetivo desta especificação é Fixar as condições exigíveis para a execução e recebimento de concretos, argamassas e caldas de cimento.

1.4.1 Normas

Para o entendimento desta Norma deverão ser consultados os documentos seguintes:

DNER-EM 034/97 - Água para concreto;





DNER-EM 036/95 - Recebimento e aceitação de cimento Portland comum e Portland de alto forno;

DNER-EM 037/97 - Agregado graúdo para concreto de cimento;

DNER-EM 038/97 - Agregado miúdo para concreto de cimento;

ABNT NBR-5738/16 - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de Concreto;

ABNT NBR-5746 - Análise química de cimento Portland - determinação do enxofre na forma de sulfeto;

ABNT NBR - 5739 - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos;

ABNT NBR - 5750/98 - Amostragem de concreto fresco;

ABNT NBR - 6118/14 - Projeto e execução de obras de concreto armado;

ABNT NBR - 7187/03 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido;

ABNT NBR - 7212/12 - Execução de concreto dosado em central;

ABNT NBR - 7223/98 - Concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone;

ABNT NBR - 7681/13 - Calda de cimento para injeção;

ABNT NBR - 7682/13 - Calda de cimento - determinação do índice de fluidez;

ABNT NBR - 7683/13 - Calda de cimento - determinação dos índices de exsudação e expansão;

ABNT NBR - 7684/13 - Calda de cimento - determinação da resistência à compressão;

ABNT NBR - 7685/13 - Calda de cimento - determinação de vida útil;

ABNT NBR - 8953/15 - Concreto para fins estruturais - classificação por grupos de resistência;

ABNT NBR - 9062/17 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado;

ABNT NBR - 9606/98 - Determinação da consistência pelo espalhamento do tronco de cone;

ABNT NBR - 10839/89 - Execução de obras de arte especiais em concreto armado e protendido;

ABNT NBR - 12655/15 - Preparo, controle e recebimento do concreto;

Manual de Construção de Obras de Arte Especiais - DNER, 1995.

1.4.2 Definições

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

- a) **CONCRETO:** Mistura de agregado com ligante (água e cimento) que endurece adquirindo características semelhantes à rocha.
- b) **ELEMENTO ESTRUTURAL:** Parte da estrutura que apresenta uma configuração geométrica claramente definida, fck igual e mesmo tipo de solicitação (p.ex.





fundações, blocos de apoios, pilares, encontros, paredes, vigas, transversinas, lajes e sobre laje).

1.4.3 Disposições Gerais

Deverão ser executados de acordo com as fôrmas e resistências características indicadas no projeto.

1.4.4 Materiais

a) Cimento

Os cimentos devem satisfazer às Especificações brasileiras, podendo ser de qualquer tipo e classe, desde que o projeto não prefira ou faça restrição a este ou aquele. Nos concretos, argamassas e caldas em contato com armaduras de protensão, o cimento empregado não poderá apresentar teor de enxofre sob a forma de sulfeto superior a 0,2%.

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

O cimento poderá ser armazenado nos sacos de 50 Kg e 40 Kg ou em silos, quando entregue a granel e para cimento de uma única procedência. O período de armazenamento não poderá comprometer a sua qualidade. Exceto em clima muito seco, deverá ser verificado, antes da utilização se o cimento ainda atende às Especificações.

Deverá ainda atender à Especificação DNER-EM 036/95.

b) Agregados

Os agregados deverão 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 a produzir. Deverão ser armazenados separadamente, isolados do terreno natural, em assoalho de madeira ou camada de concreto de forma a permitir o escoamento d'água. Não conter substâncias nocivas que prejudiquem a pega e/ou o endurecimento do concreto, ou minerais deletérios que provoquem expansões em contato com a umidade e com determinados elementos químicos.

Deverão atender à Especificação DNER-EM 037/97 e DNER-EM 038/97.

c) Agregado Miúdo

É normalmente constituída por areia natural quartzosa, de dimensão máxima característica igual ou inferior a 4,8 mm. Ser bem graduada, sendo recomendadas as areias grossas que não apresentem substâncias nocivas, como torrões de argila, materiais orgânicos, etc.

Somente será admitida a sua utilização, após estudos em laboratórios. O emprego de agregados miúdos somente poderá ser proveniente de rocha sadia.

d) Pedra de Mão

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



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

e) Água

A água para a preparação do concreto não deverá conter ingredientes nocivos em quantidades que afetem o concreto fresco ou endurecido ou reduzir a proteção das armaduras contra a corrosão. Deverá ser razoavelmente clara e isenta de óleo, ácidos, álcalis, matéria orgânica, etc. Guardá-las em caixas estanques e tampadas de modo a evitar contaminação por substâncias estranhas.

f) 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 usar aditivos expressamente previstos nos projetos, ou nos estudos de dosagem de concreto empregados na obra, realizados em laboratório e aprovados pela autoridade competente.

Para o concreto pretendido os aditivos que contenham cloreto de cálcio ou quaisquer outros halogenetos serão rigorosamente proibidos. Não deverão conter ainda ingredientes que possam provocar a corrosão do aço, as mesmas recomendações para a calda de injeção.

g) Adições

As adições não poderão ser nocivas ao concreto e deverão ser compatíveis com os demais componentes da mistura.

1.4.5 Equipamentos

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

1.4.6 Execução

a) Concreto

O concreto pode se apresentar quanto a sua densidade como concreto normal, com massa específica entre 2000 e 2800 kg/m³, como concreto leve, cuja massa específica não ultrapassa 2000 kg/m³ e como concreto pesado com massa específica maior que 2800 kg/m³. O concreto deve apresentar uma massa fresca trabalhável 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 deverão ser dosados, racional e experimentalmente, a partir da resistência característica à compressão estabelecida no projeto, do tipo de controle do concreto, trabalhabilidade adequada ao processo de lançamento empregado e das características físicas e químicas dos materiais componentes. O cálculo da dosagem deverá ser refeito cada vez que prevista uma mudança de marca, tipo ou classe de cimento, na 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 (fck) em grupos I e II e, dentro dos grupos, em classes, sendo o grupo I, subdividido em nove classes, do C15 ao C50 e o grupo II em quatro classes (C55, C60, C70 e C80).

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

A resistência de dosagem do concreto será função dos critérios utilizados para a definição da sua resistência característica, através do desvio padrão das amostras, dependendo do controle tecnológico dos materiais na obra, e classificada de acordo com as condições apresentadas na tabela seguinte:

Condições	Classe de Resistência	Cimento	Água	Agregados
C	C15	Massa	Volume ⁽¹⁾	Volume
B	C15 a C20	Massa	Volume, com dispositivo dosador ⁽¹⁾	Volume ⁽²⁾
B	C15 a C25	Massa	Volume, com dispositivo dosador ⁽¹⁾	Massa combinada com volume ⁽³⁾
A	C15 a C80	Massa	Massa ⁽¹⁾	Massa

(1) corrigido pela estimativa ou determinação da umidade dos agregados.

(2) volume do agregado miúdo corrigido através da curva de inchamento e umidade, determinada em 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, deverá 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 deverá 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, serão rejeitados.





Os componentes do concreto medidos de acordo com o item anterior devem ser misturados até formar uma massa homogênea. O tempo mínimo de mistura em betoneira estacionária é de 60 segundos, aumentados em 15 segundos para cada metro cúbico de capacidade nominal da betoneira, ou conforme especificação do fabricante. Para central de concreto e caminhão betoneira deverá ser atendida a ABNT NBR 7212. Após a descarga não poderão 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 deverá assumir a responsabilidade por este serviço e cumprir as prescrições relativas às etapas de execução do concreto (ABNT NBR 12655), bem como, as disposições da ABNT NBR 7212.

O concreto deverá ser preparado somente nas quantidades destinadas ao uso imediato. Não será permitida a re-mistura do concreto parcialmente endurecido.

d) Transporte

Quando a mistura for preparada fora do local da obra, o concreto deverá ser transportado em caminhões betoneiras, não podendo segregar durante o transporte, nem apresentar temperaturas fora das faixas de 5 °C a 30 °C. Em geral, descarregados em menos de 90 minutos após a adição de água. A velocidade do tambor giratório não deverá ser menor que duas nem maior que seis rotações por minuto. Qualquer motivo provável da aceleração da pega irá acelerar o período completo de descarregamento, ou serão empregados aditivos retardadores da pega. O intervalo entre as entregas deverá ser tal que não permita o endurecimento parcial do concreto já colocado, não excedendo o tempo máximo de 30 minutos.

O intervalo entre a colocação de água no tambor e a descarga final do concreto da betoneira nas formas não deverá exceder 60 minutos, 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 deverão 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. Serão 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 será permitido lançamento 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 deverá ser introduzido por janelas abertas nas fôrmas, fechadas à medida que a concretagem avançar.

Calhas, tubos ou canaletas poderá ser usado como auxiliares no lançamento do concreto, dispostos de modo a não provocar segregação. Deverão ser mantidos limpos e isentos de camada de concreto endurecido, preferencialmente, executado ou revestidos com chapas metálicas.





O concreto somente poderá ser colocado sob água quando sua mistura possuir excesso de cimento de 20% em peso. Em hipótese alguma será empregado concreto submerso com consumo de cimento inferior a 350 kg/m³. Para evitar segregação o concreto deverá 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 serão tomados para manter a água parada no local de depósito. O concreto não deverá ser colocado diretamente em contato com a água corrente.

Quando usado funil, este deverá consistir de um tubo de mais de 25 cm de diâmetro, construído em seções acopladas umas às outras, por flanges providas de gachetas. O modo de operar deverá permitir movimento livre da extremidade de descarga e seu abaixamento rápido, quando necessário, para estrangular ou retardar o fluxo. O enchimento deverá processar-se por método que evite a lavagem do concreto. O terminal deverá estar sempre dentro da massa do concreto e o tubo conter uma quantidade suficiente de concreto para não haver penetração de água. O fluxo do concreto deverá 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 deverá ter capacidade superior a meio metro cúbico (0,50 m³). Abaixar 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 do Concreto

O concreto deverá ser bem adensado dentro das fôrmas, mecanicamente, usar vibradores, que poderão ser, internos, externos ou superficiais, com frequência mínima de 3.000 impulsos por minuto. O número de vibradores deverá permitir adensar completamente, no tempo adequado, todo o volume de concreto a ser colocado. Somente será 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 serão 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 boa aparência, e os vibradores superficiais em lajes e pavimentos.

O vibrador de imersão deverá ser empregado na posição vertical evitando-se o contato demorado com as paredes das formas ou com a armação, bem como, a permanência demasiada em um mesmo ponto.

Não será permitido o uso do vibrador para provocar o deslocamento horizontal do concreto nas fôrmas. O afastamento de dois pontos contíguos de imersão do vibrador deverá ser de, no mínimo, 30 cm.

g) Cura do Concreto

Para atingir sua resistência total, o concreto deverá ser curado e protegido eficientemente contra o sol, vento e chuva. A cura deve continuar durante um período mínimo de 7 dias, após o lançamento, caso não existam indicações em contrário. Para o concreto protendido,





a cura deverá prosseguir até que todos os cabos estejam protendidos. Sendo usado cimento de alta resistência inicial, esse período poderá ser reduzido.

A água para a cura deverá ser da mesma qualidade usada para a mistura do concreto. Poderão 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

O número de juntas de concretagem deverá ser o menor possível.

i) Concreto Ciclópico

Onde for necessário o emprego de concreto ciclópico adicionar concreto, preparado como mencionado no subitem anterior, 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 deverá ter resistência característica à compressão (fck) inferior a 15 MPa (150 kgf/cm²).

j) Argamassa

As argamassas poderão ser preparadas em betoneiras. Sendo permitida a mistura manual, a areia e o cimento deverão ser misturados a seco até obter-se coloração uniforme, quando, então, será 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, será rejeitada e não será 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 deverão ter resistência característica à compressão de 25 MPa (250 kgf/cm²).

k) 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 injeção até, no máximo 8 dias após a protensão dos cabos.

O cimento utilizado deve ser o cimento Portland comum, ou outro tipo de cimento que satisfaça as 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%.

Não serão permitidos aditivos que contenham halogenetos ou reatores ao material de calda, deteriorem ou ataquem o aço.

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





1.4.7 Inspeção

a) Controle Ambiental

A ABNT NBR 12655:2015 fixa as condições exigíveis para realização do controle tecnológico dos materiais componentes do concreto.

b) Cimentos

Os ensaios de cimento deverão ser feitos em laboratório, de acordo com as normas ABNT NBR NM 10:2004 (quando necessário) e as ABNT NBR 07215, ABNT NBR NM 76:1998, ABNT NBR NM 43:2003, ABNT NBR NM 65:2003 e ABNT NBR 11582, desnecessária a realização frequente de ensaios se existirem garantia de homogeneidade de produção para determinada marca de cimento.

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

c) Agregados Miúdos e Graúdos

Deverão obedecer à ABNT NBR 7211.

d) Água

Controle da água desde que apresente aspecto ou procedência duvidosa. Para utilização em concreto armado ou protendido será considerada satisfatória se apresentar pH entre 5.8 e 8.0 e respeitar os seguintes limites máximos:

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

Para casos especiais considerar outras substâncias prejudiciais.

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

1.4.8 Controle da Execução

a) Concreto

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

- a) ensaios de consistência, de acordo com a ABNT NBR 7223 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 igual ou superior a 2 horas, na troca de operadores e cada vez que forem moldados corpos de prova. Para concreto fornecido por terceiros deverão ser realizados ensaios a cada betonada;



b) ensaios de resistência à compressão de acordo com a ABNT NBR 5739, para aceitação ou rejeição dos lotes.

A consistência do concreto deverá atender aos valores estipulados nos métodos de ensaio. Acaso não os 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 deverá ser feita dividindo-se a estrutura em lotes. Cada lote corresponderá a um elemento estrutural, limitado pelos critérios da tabela adaptada da ABNT NBR 12655 apresentadas a seguir:

Limites Superiores	Solicitação principal dos elementos da estrutura	
	Compressão ou Compressão e Flexão	Flexão Simples
Volume de concreto	50 m ³	100 m ³
Tempo de concretagem	3 dias de concretagem ⁽¹⁾	

(1) Este período deve estar compreendido no prazo total máximo de sete dias, 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 é 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 é considerada a maior dos dois valores obtidos no ensaio. O volume de concreto para a moldagem de cada exemplar e determinação da consistência deverá 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 os bordos. Homogeneizar o concreto sobre o recipiente com o auxílio de colher de pedreiro, concha metálica ou pá.

A coleta deste concreto em caminhão betoneira deverá ocorrer enquanto o concreto está sendo descarregado e obtido 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 o início e o fim do bombeamento.

b) Argamassa

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





1.4.9 Aceitação e Rejeição

Realizar inspeção visual após a retirada das fôrmas e escoramento quanto à existência de brocas, falhas no

posicionamento das armaduras, etc.

Os lotes de concreto serão aceitos automaticamente quando atingirem a idade de controle:

$$f_{ck,est} \geq f_{ck}$$

Os serviços rejeitados deverão ser corrigidos, complementados ou refeitos.

1.4.10 Critérios de Medição

a) Concreto

O concreto, simples, armado, protendido ou ciclópico, será medido por metro cúbico de concreto lançado no local, volume 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 a concretagem.

b) Argamassa

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

1.5 ESPECIFICAÇÕES DE FORMAS

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

- 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.

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

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

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

1.5.1 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.

1.5.2 Condições Específicas

A escolha dos materiais adequados para execução das fôrmas deve atender a requisitos de economia, 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.

1.5.3 Insumos

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.

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.

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.

1.5.4 Acessórios

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).

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.





1.5.5 Cargas Atuantes

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.

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.

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.

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.

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.

1.5.6 Técnicas especiais de construção

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

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.

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.

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.

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.

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).

1.5.7 Inspeções

a) 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.

b) 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.

1.5.8 Condições de Conformidade e Não Conformidade

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

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.

1.5.9 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.



2 TERMO DE ENCERRAMENTO

Este documento apresentou o Caderno de Especificações da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê, localizada no município de Tietê.

Curitiba/PR, 04 de Setembro de 2024.



Documento assinado digitalmente
EDU JOSE FRANCO
Data: 15/10/2024 14:08:13-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

RESPONSÁVEL TÉCNICO:

EDU JOSÉ FRANCO

ENGENHEIRO CIVIL – CREA PR: 25802-D





PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ

MEMORIAL DE CÁLCULO

Revisão 00

SETEMBRO DE 2024





Revisão	Data	Descrição	Elab.	Aprov.
00	04/09/2024	Emissão inicial	JF	EJF

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ

MEMORIAL DE CÁLCULO

Elaboração: Jordana Furman CREA-PR 164.690/D	Aprovação: Edu José Franco CREA-PR 25.802/D	Código do Documento: F-2302-TI-1000-MD
--	---	--





SUMÁRIO

1.1	MATERIAIS	4
1.2	MODELO ESTRUTURAL.....	4
1.3	CARREGAMENTOS.....	5
1.4	TORRE EM CONCRETO ARMADO.....	6
1.5	RAMPA MARGEM ESQUERDA.....	131
1.6	RAMPA MARGEM DIREITA.....	168
2	TERMO DE ENCERRAMENTO	190





1. MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

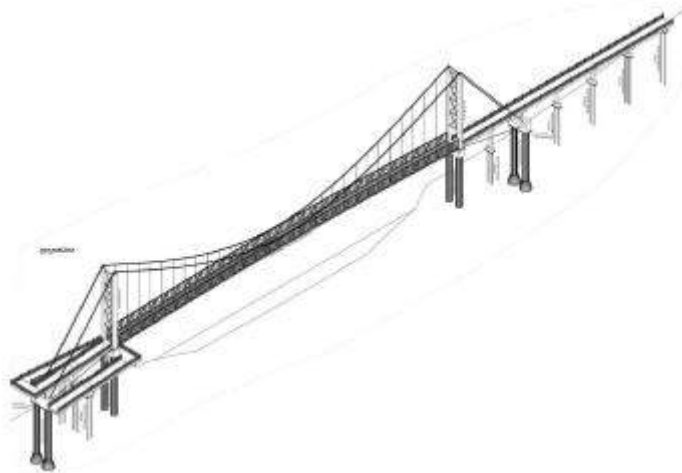


Figura 1 – Vista isométrica da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê (F-2302-TI-1001-ESTRU06_R00).

1.1 MATERIAIS

Aço CA-50:

$$\begin{aligned} E_s &= 2,1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2 && \text{(módulo de elasticidade)} \\ f_{yk} &= 500 \text{ MPa} && \text{(tensão de escoamento)} \\ \gamma_s &= 1,15 \quad \rightarrow && f_{yd} = 435 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Concreto C30:

$$\begin{aligned} E_c &= 5600 \times \sqrt{40} = 30672 \text{ MPa} && \text{(módulo de elasticidade)} \\ f_{ck} &= 40 \text{ MPa} && \text{(resistência à compressão)} \\ f_{ctk} &= 0,30 \times 40^{2/3} = 2,9 \text{ MPa} \\ \gamma_s &= 1,40 \quad \rightarrow && f_{cd} = 21,4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

1.2 MODELO ESTRUTURAL

Para auxiliar os cálculos foi adotado o software de análise e dimensionamento estrutural SAP2000. A estrutura foi modelada com a utilização de elementos de barras e placas. Este modelo foi gerado para determinação dos esforços nos elementos estruturais (vigas e pilares da torre).

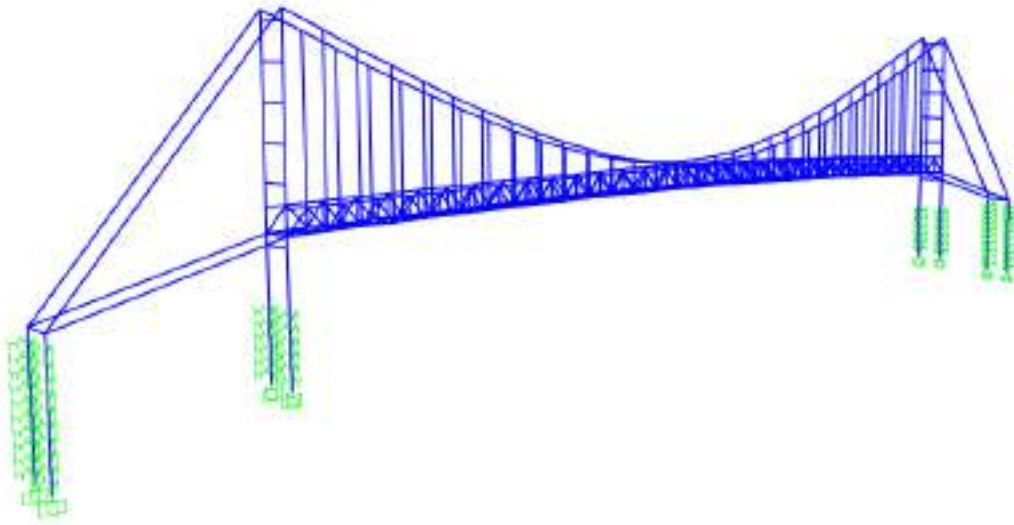


Figura 2 – Modelo estrutural da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê.

1.3 CARREGAMENTOS

- Peso Próprio

As cargas de peso próprio da estrutura serão geradas automaticamente com base nas propriedades geométricas dos elementos estruturais.

- Carga Móvel

Conforme a NBR 7188, a sobrecarga de multidão foi considerada com um valor de $0,5 \text{ tf/m}^2$ uniformemente distribuída na plataforma da passarela. A sobrecarga de multidão foi ainda majorada pelo coeficiente de impacto (ϕ) especificado na NBR 7188.

- Vento

A ação do vento é calculada para as direções longitudinais e transversais com base na norma NBR 6123, a qual determina os coeficientes e valores a serem adotados no Brasil.



1.4 TORRE EM CONCRETO ARMADO

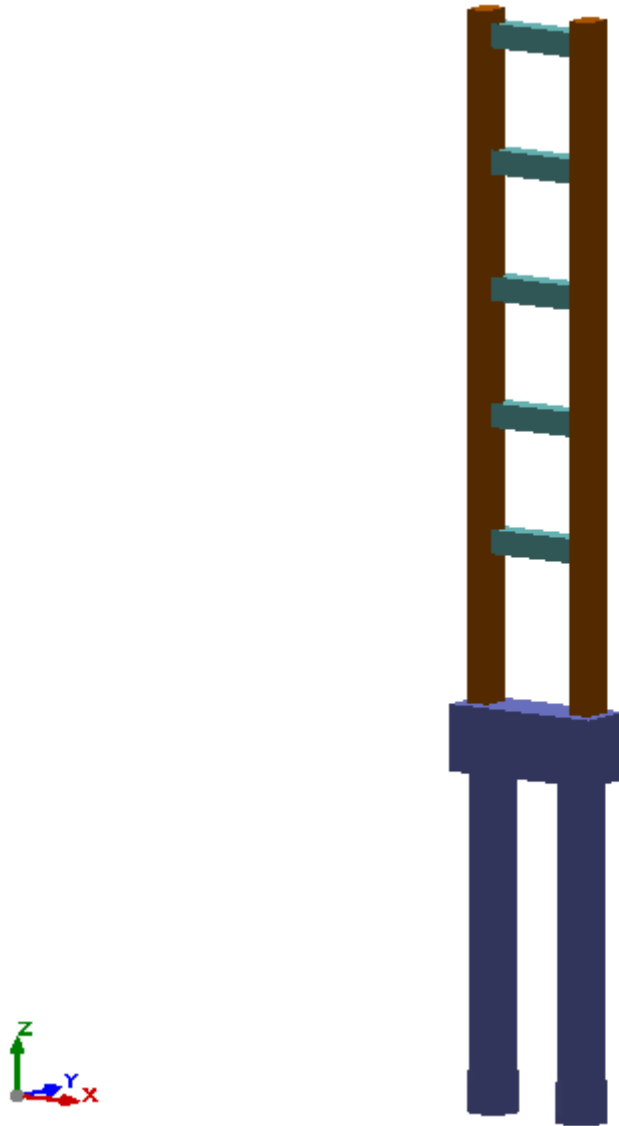


Figura 3 – Vista isométrica da torre em concreto armado da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê.



DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

Projeto: Mastro Passarela_Bloco e Tubulão

Chave: Mastro Passarela_Bloco e Tubulão

NORMAS CONSIDERADAS

Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010

Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008

Categoria de uso: Edificações residenciais

SITUAÇÕES DE PROJETO

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- **Com coeficientes de combinação**

- **Sem coeficientes de combinação**

- Onde:

G_k Ação permanente

P_k Ação de pré-esforço

Q_k Ação variável

γ_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

γ_P Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

$\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal

$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Coeficientes parciais de segurança (γ) e coeficientes de combinação (ψ)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.400	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500



Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

E.L.Util Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.400	0.300
Vento (Q)	0.000	1.000	0.300	0.000

Tensões sobre o terreno

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Vento (Q)	0.000	1.000

Deslocamentos

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Vento (Q)	0.000	1.000

Combinações

■ Nomes das ações

PP Peso próprio
CP Cargas permanentes
Qa Sobrecarga
Vento X Vento X
Vento Y Vento Y

■ E.L.U. Concreto

■ E.L.U. Concreto em fundações



Comb.	PP	CP	Qa	Vento X	Vento Y
1	1.000	1.000			
2	1.400	1.400			
3	1.000	1.000	1.400		
4	1.400	1.400	1.400		
5	1.000	1.000		1.400	
6	1.400	1.400		1.400	
7	1.000	1.000	0.700	1.400	
8	1.400	1.400	0.700	1.400	
9	1.000	1.000	1.400	0.840	
10	1.400	1.400	1.400	0.840	
11	1.000	1.000			1.400
12	1.400	1.400			1.400
13	1.000	1.000	0.700		1.400
14	1.400	1.400	0.700		1.400
15	1.000	1.000	1.400		0.840
16	1.400	1.400	1.400		0.840

■ E.L.Util Fissuração. Concreto

Comb.	PP	CP	Qa	Vento X	Vento Y
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	0.400		
3	1.000	1.000		0.300	
4	1.000	1.000	0.300	0.300	
5	1.000	1.000			0.300
6	1.000	1.000	0.300		0.300

■ Tensões sobre o terreno

■ Deslocamentos

Comb.	PP	CP	Qa	Vento X	Vento Y
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	1.000		
3	1.000	1.000		1.000	
4	1.000	1.000	1.000	1.000	
5	1.000	1.000			1.000
6	1.000	1.000	1.000		1.000



DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
6	Piso 6	6	Piso 6	0.30	17.00
5	Piso 5	5	Piso 5	3.10	16.70
4	Piso 4	4	Piso 4	3.10	13.60
3	Piso 3	3	Piso 3	3.10	10.50
2	Piso 2	2	Piso 2	3.10	7.40
1	Piso 1	1	Piso 1	4.30	4.30
0	Fundação				0.00

DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

5.1.- Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio
P1	(0.00, 0.00)	0-6	Com vinculação exterior	0.0	Centro	1.65
P2	(3.00, 0.00)	0-6	Com vinculação exterior	0.0	Centro	1.65

MATERIAIS UTILIZADOS

6.1.- Concretos

Elemento	Concreto	f_{ck} (kgf/cm ²)	γ_c	Agregado		E_c (kgf/cm ²)
				Natureza	Tamanho máximo (mm)	
Todos	C30, em geral	306	1.40	Granito	15	273578



DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

PISO 6 (16.7 - 17 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 60x80 cm	
	Tramo : 16.700/17.000 m	
	Altura livre : 0.30 m	
	Cobrimento : 2.5 cm	
	Tamanho máximo agregado : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C30, em geral	Plano ZX : 0.60 m
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 0.60 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø25	Estribos : 2eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	
Face X : 2Ø16	Espaçamento : 15 cm	
Face Y : 6Ø16		
Taxa : 0.74 %		

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$$600.00 \text{ mm} \geq 140.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$$4800.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar, h , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$$800 \text{ mm} \leq 3000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.
b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$h : \frac{800.00}{\text{mm}} \text{ mm}$$
$$b : \frac{600.00}{\text{mm}} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal



O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$158 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25.0} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{18} \text{ mm}$$

Sendo:

\varnothing_{max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{max} : \underline{25.0} \text{ mm}$$

d_g : Tamanho máximo agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$$256 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$$s_{max} : \underline{400} \text{ mm}$$

Sendo:

b : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{600} \text{ mm}$$

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$$16.0 \text{ mm} \geq 10.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a $1/8 \cdot b$ (Artigo 18.4.2.1).

$$25.0 \text{ mm} \leq 75.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{600} \text{ mm}$$

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).



$$150 \text{ mm} \leq 192 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s_{\max} : Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{\max} : \underline{192} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{192.0} \text{ mm}$$

Sendo:

b_{\min} : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{600} \text{ mm}$$

\varnothing_{\min} : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\min} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

\varnothing_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\max} : \underline{25.0} \text{ mm}$$

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 19.20 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{19.20} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,\max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$35.72 \text{ cm}^2 \leq 192.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} : \underline{192.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$





A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 2.60 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{2.60} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{76.698} \text{ t}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

$V_{Rd2,vy}$: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vy} : \underline{201.951} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.030} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

$V_{Rd3,vy}$: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vy} : \underline{68.933} \text{ t}$$

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CP + 1.4 \cdot Qa + 0.84 \cdot VentoX$.

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{201.951} \text{ t}$$

Onde:



f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CP + 1.4 \cdot Qa + 0.84 \cdot VentoX$.

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{68.933} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{68.933} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$



M_0 : Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{sd} .

M_{sd} : Momento fletor de cálculo.

$$M_0 : \underline{8.334} \text{ t}\cdot\text{m}$$

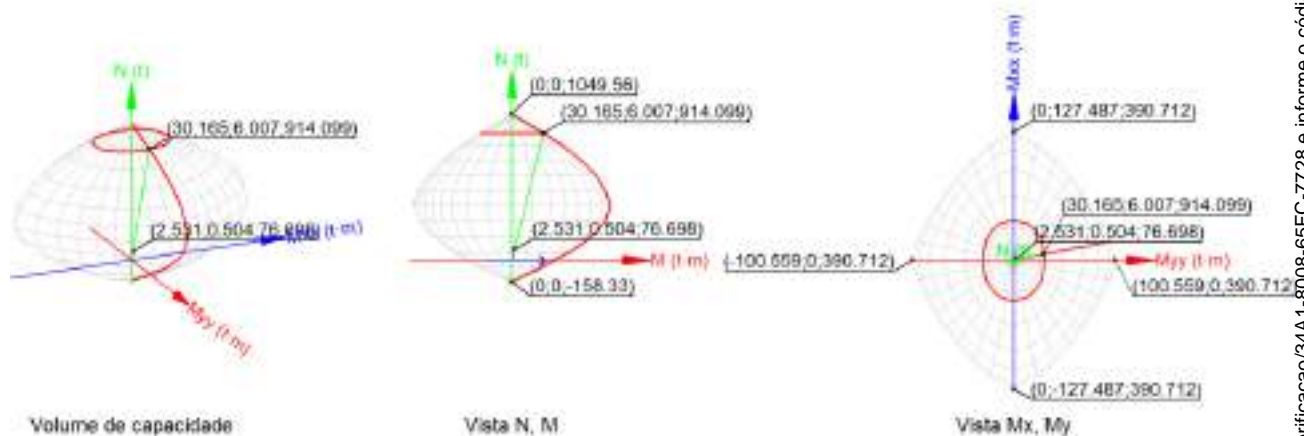
$$M_{sd} : \underline{0.624} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoY".

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.084} \checkmark$$



Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{1d} : \underline{76.698} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{0.504} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{2.531} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \underline{914.099} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{6.007} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{30.165} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:





Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

$$e_{e,x} : \underline{33.00} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{6.57} \text{ mm}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a : \underline{39.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{800.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{6.57} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.504} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{76.698} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a : \underline{33.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{76.698} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{4.76}$$





Onde:

$$l_e : \underline{1.100} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{800.00} \text{ mm}$$

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{0.300} \text{ m}$$

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{2560000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{6.57} \text{ mm}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{5.20}$$

Onde:

$$l_e : \underline{0.900} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{0.300} \text{ m}$$

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{1440000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

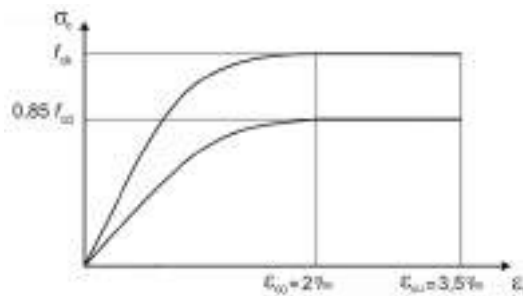
O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- (a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.



- (b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- (c) A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- (d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



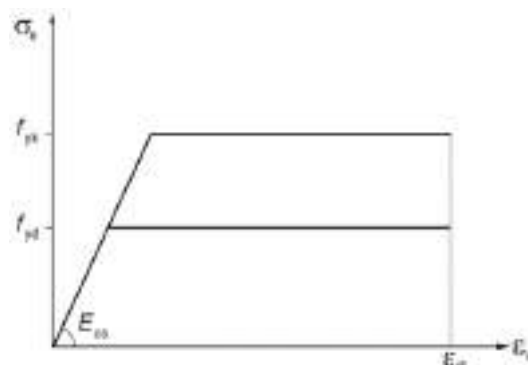
ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão. $\epsilon_{cu} : 0.0035$
 ϵ_{c0} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. $\epsilon_{c0} : 0.0020$
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto. $f_{cd} : 185.67 \text{ kgf/cm}^2$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto. $f_{ck} : 305.81 \text{ kgf/cm}^2$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto. $\gamma_c : 1.4$

- (e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão. $\epsilon_{uk} : 0.0200$
 f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço. $f_{yd} : 4432.03 \text{ kgf/cm}^2$





Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

f_{yk} : 5096.84 kgf/cm²

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

γ_s : 1.15

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+1957.73	+0.000915
2	Ø16	0.00	360.70	+4172.18	+0.001949
3	Ø25	256.20	356.20	+4432.04	+0.002980
4	Ø16	260.70	178.10	+4432.04	+0.002921
5	Ø16	260.70	0.00	+4432.04	+0.002844
6	Ø16	260.70	-178.10	+4432.04	+0.002767
7	Ø25	256.20	-356.20	+4432.04	+0.002673
8	Ø16	0.00	-360.70	+3506.55	+0.001638
9	Ø25	-256.20	-356.20	+1300.40	+0.000607
10	Ø16	-260.70	-178.10	+1425.91	+0.000666
11	Ø16	-260.70	0.00	+1590.24	+0.000743
12	Ø16	-260.70	178.10	+1754.57	+0.000820

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	802.817	23.22	5.30
Cs	111.282	103.52	15.73
T	0.000	0.00	0.00

N_{Rd} : 914.099 t





$$M_{Rd,x} : \underline{6.007} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{30.165} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.	$C_c : 802.817 \text{ t}$
C_s : Resultante de compressões no aço.	$C_s : 111.282 \text{ t}$
T : Resultante de tração no aço.	$T : 0.000 \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	$e_{cc,x} : 23.22 \text{ mm}$ $e_{cc,y} : 5.30 \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{cs,x} : 103.52 \text{ mm}$ $e_{cs,y} : 15.73 \text{ mm}$
e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_T : 0.00 \text{ mm}$
ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	$\epsilon_{cmax} : 0.0032$
ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	$\epsilon_{smax} : 0.0000$
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	$\sigma_{cmax} : 185.67 \text{ kgf/cm}^2$
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ kgf/cm}^2$

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+134.29	+0.000063
2	Ø16	0.00	360.70	+180.39	+0.000084
3	Ø25	256.20	356.20	+226.30	+0.000106
4	Ø16	260.70	178.10	+223.46	+0.000104
5	Ø16	260.70	0.00	+219.81	+0.000103
6	Ø16	260.70	-178.10	+216.16	+0.000101
7	Ø25	256.20	-356.20	+211.69	+0.000099
8	Ø16	0.00	-360.70	+165.59	+0.000077





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
9	Ø25	-256.20	-356.20	+119.68	+0.000056
10	Ø16	-260.70	-178.10	+122.52	+0.000057
11	Ø16	-260.70	0.00	+126.18	+0.000059
12	Ø16	-260.70	178.10	+129.83	+0.000061

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	70.518	30.52	6.20
Cs	6.180	61.28	10.85
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{1d} : \underline{76.698} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{0.504} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{2.531} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{70.518} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{6.180} \text{ t}$$

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{30.52} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{6.20} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{61.28} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{10.85} \text{ mm}$$

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0001}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.83} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{0.00} \text{ kgf/cm}^2$$



PISO 5 (13.6 - 16.7 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 60x80 cm	
	Tramo : 13.600/16.700 m	
	Altura livre : 2.50 m	
	Cobrimento : 2.5 cm	
	Tamanho máximo agregado : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C30, em geral	Plano ZX : 3.10 m
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 3.10 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø25	Estribos : 2eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	
Face X : 2Ø16	Espaçamento : 15 cm	
Face Y : 6Ø16		
Taxa : 0.74 %		

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$$600.00 \text{ mm} \geq 140.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$$4800.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar, h , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$$800 \text{ mm} \leq 3000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

$$h : \frac{800.00}{\text{ mm}}$$

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \frac{600.00}{\text{ mm}}$$

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$158 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:



s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 25 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 25.0 mm

s_3 : 18 mm

Sendo:

\varnothing_{max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

\varnothing_{max} : 25.0 mm

d_g : Tamanho máximo agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

256 mm \leq 400 mm ✓

Onde:

s_{max} : 400 mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

16.0 mm \geq 10.0 mm ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a $1/8 \cdot b$ (Artigo 18.4.2.1).

25.0 mm \leq 75.0 mm ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

150 mm \leq 192 mm ✓

Onde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

s_{max} : 192 mm

s_1 : 200 mm



$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{192.0} \text{ mm}$$

Sendo:

b_{\min} : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{600} \text{ mm}$$

\emptyset_{\min} : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\min} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

\emptyset_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\max} : \underline{25.0} \text{ mm}$$

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 19.20 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{19.20} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,\max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$35.72 \text{ cm}^2 \leq 192.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} : \underline{192.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 2.82 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$



$$A_{s,min} : \underline{2.82} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{83.418} \text{ t}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.011} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.441} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vx} : \underline{209.974} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,vy} : \underline{201.951} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.047} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.441} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{1.986} \text{ t}$$

V_{Rd3} : Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vx} : \underline{71.672} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,vy} : \underline{42.770} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} : \underline{209.974} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$





f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{201.951} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·VentoX".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{71.672} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{71.672} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{co} : \underline{35.836} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$



$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

M_0 : Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd} .

$$M_0 : \underline{-5.799} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{Sd} : Momento fletor de cálculo.

$$M_{Sd} : \underline{-0.485} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{42.770} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{42.770} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$



M_0 : Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{sd} .

M_{sd} : Momento fletor de cálculo.

$$M_0 : \frac{1.627}{t \cdot m}$$

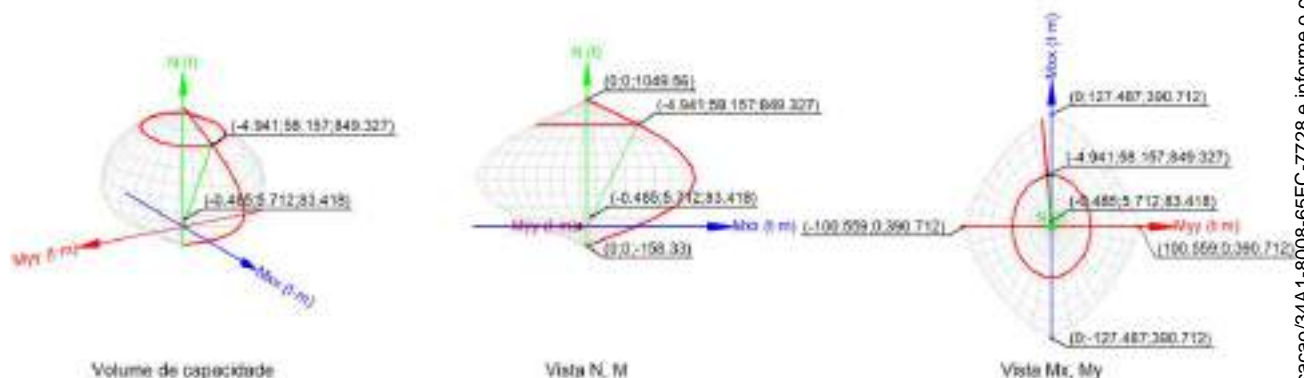
$$M_{sd} : \frac{6.753}{t \cdot m}$$

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoY".

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.098} \checkmark$$



Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{1d} : \frac{83.418}{t}$$

$$M_{1d,x} : \frac{5.712}{t \cdot m}$$

$$M_{1d,y} : \frac{-0.485}{t \cdot m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \frac{849.327}{t}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{58.157}{t \cdot m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{-4.941}{t \cdot m}$$

Onde:





Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$$e_{e,x} : \underline{\quad -5.82 \quad} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{\quad 68.47 \quad} \text{ mm}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a : \underline{\quad 39.00 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\quad 800.00 \quad} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{\quad 68.47 \quad} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{\quad 5.712 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\quad 83.418 \quad} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a : \underline{\quad 33.00 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\quad 600.00 \quad} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{\quad -5.82 \quad} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{\quad -0.485 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\quad 83.418 \quad} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{\quad 14.29 \quad}$$



Onde:

$$l_e : \underline{3.300} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{3.100} \text{ m}$$

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{800.00} \text{ mm}$$

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{2.500} \text{ m}$$

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{2560000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{68.47} \text{ mm}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{17.90}$$

Onde:

$$l_e : \underline{3.100} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{3.100} \text{ m}$$

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{2.500} \text{ m}$$

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{1440000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{-5.82} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

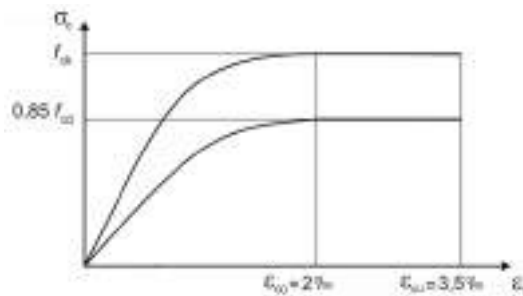
O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- (a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.



- (b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- (c) A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- (d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



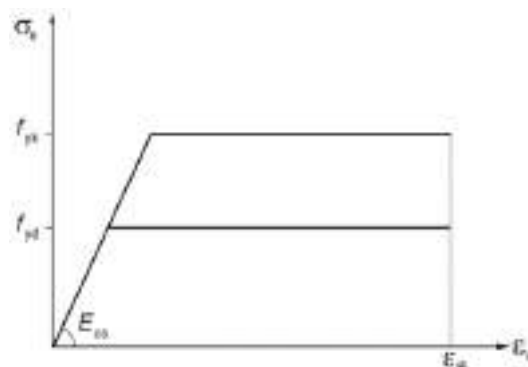
ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão. $\epsilon_{cu} : 0.0035$
 ϵ_{c0} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. $\epsilon_{c0} : 0.0020$
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto. $f_{cd} : 185.67 \text{ kgf/cm}^2$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto. $f_{ck} : 305.81 \text{ kgf/cm}^2$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto. $\gamma_c : 1.4$

- (e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão. $\epsilon_{uk} : 0.0200$
 f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço. $f_{yd} : 4432.03 \text{ kgf/cm}^2$





Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

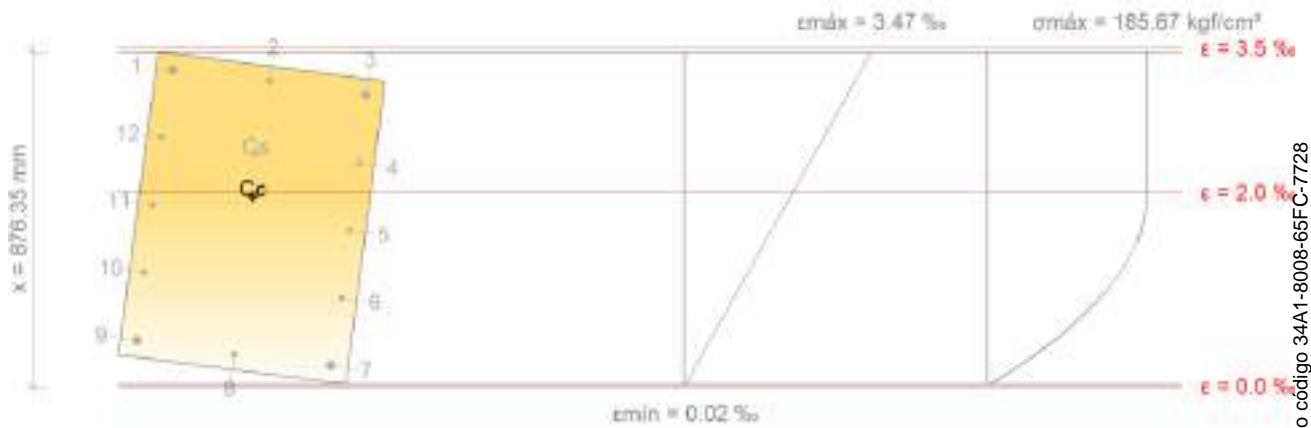
f_{yk} : 5096.84 kgf/cm²

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

γ_s : 1.15

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+4432.04	+0.003272
2	Ø16	0.00	360.70	+4432.04	+0.003159
3	Ø25	256.20	356.20	+4432.04	+0.003010
4	Ø16	260.70	178.10	+4432.04	+0.002309
5	Ø16	260.70	0.00	+3447.64	+0.001611
6	Ø16	260.70	-178.10	+1952.26	+0.000912
7	Ø25	256.20	-356.20	+461.81	+0.000216
8	Ø16	0.00	-360.70	+704.74	+0.000329
9	Ø25	-256.20	-356.20	+1023.24	+0.000478
10	Ø16	-260.70	-178.10	+2523.55	+0.001179
11	Ø16	-260.70	0.00	+4018.92	+0.001877
12	Ø16	-260.70	178.10	+4432.04	+0.002576

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	746.352	-4.87	54.91
Cs	102.976	-12.67	166.82
T	0.000	0.00	0.00

N_{Rd} : 849.327 t





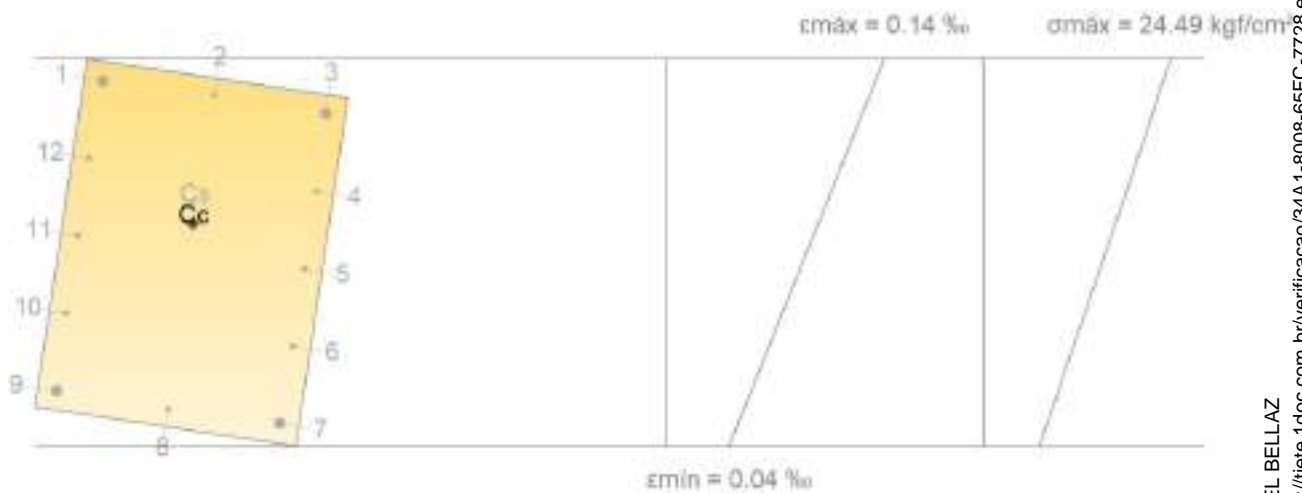
$$M_{Rd,x} : 58.157 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : -4.941 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.	C_c : 746.352 t
C_s : Resultante de compressões no aço.	C_s : 102.976 t
T : Resultante de tração no aço.	T : 0.000 t
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	e_{cc,x} : -4.87 mm
	e_{cc,y} : 54.91 mm
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{cs,x} : -12.67 mm
	e_{cs,y} : 166.82 mm
e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	e_T : 0.00 mm
ε_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ε_{cmax} : 0.0035
ε_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	ε_{smax} : 0.0000
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} : 185.67 kgf/cm ²
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} : 0.00 kgf/cm ²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (kgf/cm ²)	ε
1	Ø25	-256.20	356.20	+280.58	+0.000131
2	Ø16	0.00	360.70	+272.78	+0.000127
3	Ø25	256.20	356.20	+262.88	+0.000123
4	Ø16	260.70	178.10	+221.20	+0.000103
5	Ø16	260.70	0.00	+179.67	+0.000084
6	Ø16	260.70	-178.10	+138.14	+0.000065
7	Ø25	256.20	-356.20	+96.77	+0.000045
8	Ø16	0.00	-360.70	+104.57	+0.000049



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
9	Ø25	-256.20	-356.20	+114.47	+0.000053
10	Ø16	-260.70	-178.10	+156.15	+0.000073
11	Ø16	-260.70	0.00	+197.68	+0.000092
12	Ø16	-260.70	178.10	+239.21	+0.000112

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	76.677	-5.38	64.55
Cs	6.740	-10.81	113.12
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{1d} : \underline{83.418} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{5.712} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{-0.485} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{76.677} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{6.740} \text{ t}$$

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-5.38} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{64.55} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-10.81} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{113.12} \text{ mm}$$

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0001}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{24.49} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{0.00} \text{ kgf/cm}^2$$



PISO 4 (10.5 - 13.6 M)

Dados do pilar	
	Geometria
	Dimensões : 60x80 cm
	Tramo : 10.500/13.600 m
	Altura livre : 2.50 m
	Cobrimento : 2.5 cm
	Tamanho máximo agregado : 15 mm
Materiais	Comprimento de flambagem
Concreto : C30, em geral	Plano ZX : 3.10 m
Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 3.10 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø25	Estribos : 2eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3
Face X : 2Ø16	Espaçamento : 15 cm
Face Y : 6Ø16	
Taxa : 0.74 %	

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$$600.00 \text{ mm} \geq 140.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$$4800.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar, h , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$$800 \text{ mm} \leq 3000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

$$h : \frac{800.00}{\text{mm}}$$

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \frac{600.00}{\text{mm}}$$

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$158 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:



s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 25 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 25.0 mm

s_3 : 18 mm

Sendo:

\varnothing_{max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

\varnothing_{max} : 25.0 mm

d_g : Tamanho máximo agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

256 mm \leq 400 mm ✓

Onde:

s_{max} : 400 mm

Sendo:

b : Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

16.0 mm \geq 10.0 mm ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a $1/8 \cdot b$ (Artigo 18.4.2.1).

25.0 mm \leq 75.0 mm ✓

Onde:

b : Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

150 mm \leq 192 mm ✓

Onde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

s_{max} : 192 mm

s_1 : 200 mm



$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{192.0} \text{ mm}$$

Sendo:

b_{\min} : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{600} \text{ mm}$$

\emptyset_{\min} : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\min} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

\emptyset_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\max} : \underline{25.0} \text{ mm}$$

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 19.20 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{19.20} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,\max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$35.72 \text{ cm}^2 \leq 192.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} : \underline{192.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 3.05 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$



$$A_{s,min} : \underline{3.05} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{90.138} \text{ t}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.010} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.281} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vx} : \underline{209.974} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,vy} : \underline{201.951} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.060} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.281} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

V_{Rd3} : Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vx} : \underline{71.672} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,vy} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} : \underline{209.974} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$



f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{201.951} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{71.672} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{71.672} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{co} : \underline{35.836} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$



$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

M_0 : Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd} .

$$M_0 : \underline{-7.692} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{Sd} : Momento fletor de cálculo.

$$M_{Sd} : \underline{-0.371} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{34.466} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

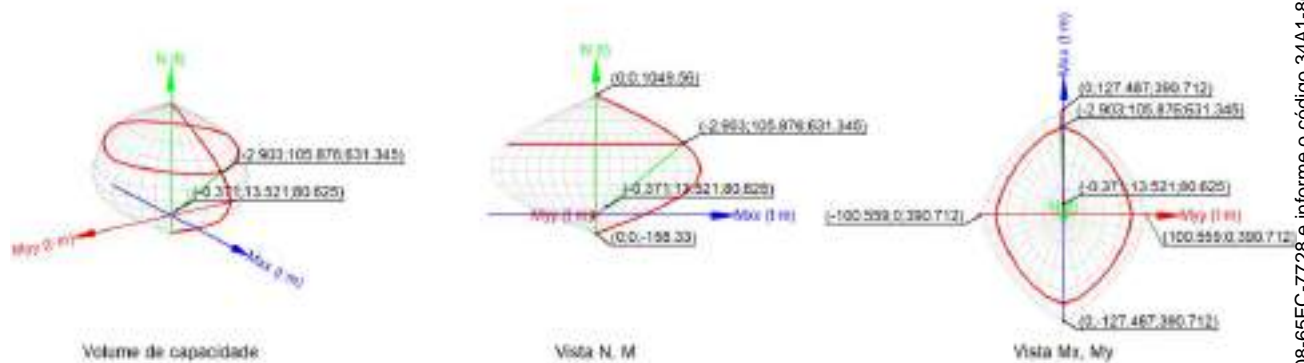


Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Deve satisfazer:

$\eta : 0.128 \checkmark$



Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$N_{1d} : \frac{80.625}{t}$

$M_{1d,x} : \frac{13.521}{t \cdot m}$

$M_{1d,y} : \frac{-0.371}{t \cdot m}$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$N_{Rd} : \frac{631.345}{t}$

$M_{Rd,x} : \frac{105.876}{t \cdot m}$

$M_{Rd,y} : \frac{-2.903}{t \cdot m}$

Onde:

Sendo:

$e_{e,x} : \frac{-4.60}{mm}$





e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$$e_{e,y} : \underline{167.70} \text{ mm}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a : \underline{39.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{800.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{167.70} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{13.521} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{80.625} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a : \underline{33.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{-4.60} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.371} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{80.625} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{14.29}$$

Onde:

$$l_e : \underline{3.300} \text{ m}$$



Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem. l_0 : 3.100 m
 h : Altura da seção no plano de flexão considerado. h : 800.00 mm
 l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. l : 2.500 m
 A_c : Área total da seção de concreto. A_c : 4800.00 cm²
 I_c : Inércia. I_c : 2560000.00 cm⁴

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : 167.70 mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

λ : 17.90

Onde:

l_e : 3.100 m

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem. l_0 : 3.100 m
 h : Altura da seção no plano de flexão considerado. h : 600.00 mm
 l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. l : 2.500 m
 A_c : Área total da seção de concreto. A_c : 4800.00 cm²
 I_c : Inércia. I_c : 1440000.00 cm⁴

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : -4.60 mm

Cálculo da capacidade resistente

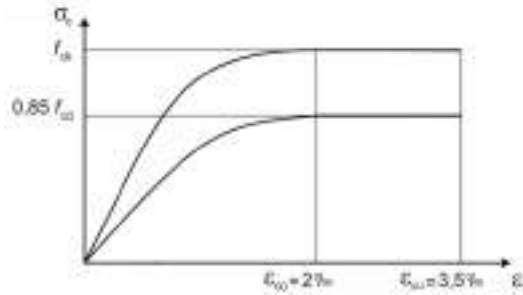
O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.



(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

ϵ_{cu} : 0.0035

ϵ_{c0} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

ϵ_{c0} : 0.0020

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : 185.67 kgf/cm²

Sendo:

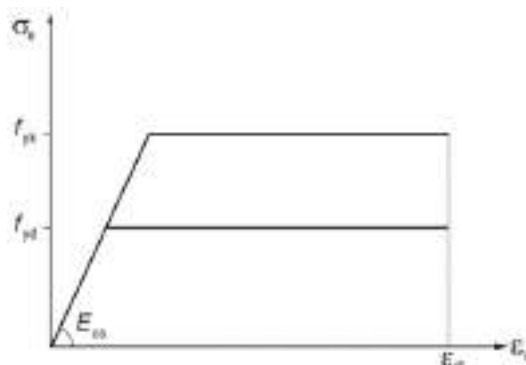
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

f_{ck} : 305.81 kgf/cm²

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

γ_c : 1.4

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

ϵ_{uk} : 0.0200

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

f_{yd} : 4432.03 kgf/cm²

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

f_{yk} : 5096.84 kgf/cm²

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

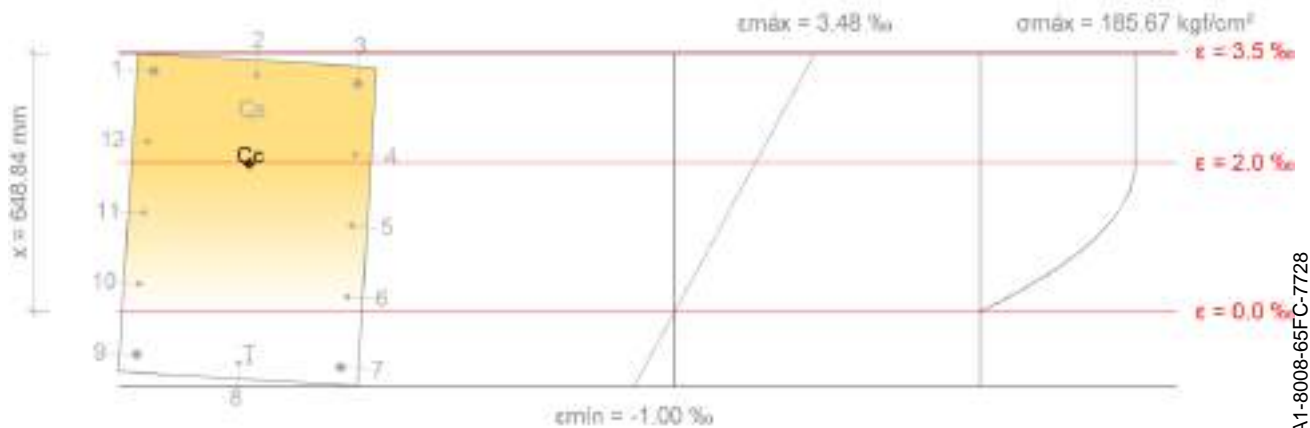
γ_s : 1.15





(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+4432.04	+0.003233
2	Ø16	0.00	360.70	+4432.04	+0.003173
3	Ø25	256.20	356.20	+4432.04	+0.003064
4	Ø16	260.70	178.10	+4432.03	+0.002109
5	Ø16	260.70	0.00	+2471.32	+0.001154
6	Ø16	260.70	-178.10	+428.90	+0.000200
7	Ø25	256.20	-356.20	-1610.34	-0.000752
8	Ø16	0.00	-360.70	-1480.81	-0.000692
9	Ø25	-256.20	-356.20	-1248.06	-0.000583
10	Ø16	-260.70	-178.10	+797.55	+0.000373
11	Ø16	-260.70	0.00	+2839.97	+0.001327
12	Ø16	-260.70	178.10	+4432.04	+0.002281

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	564.955	-3.65	138.69
Cs	83.400	-4.63	257.19
T	17.010	26.79	-356.99

N_{Rd} : 631.345 t

$M_{Rd,x}$: 105.876 t·m



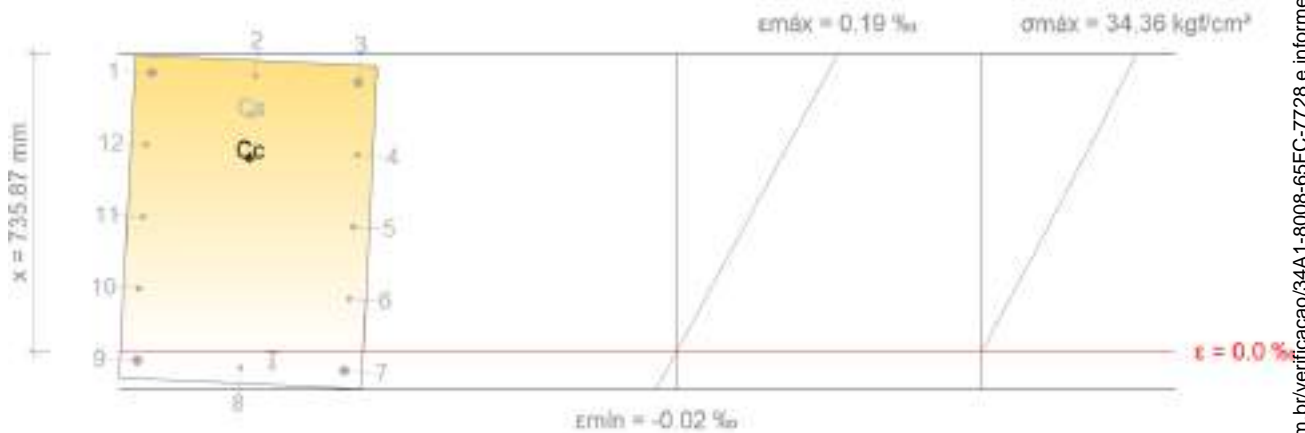


$$M_{Rd,y} : -2.903 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.	$C_c : 564.955 \text{ t}$
C_s : Resultante de compressões no aço.	$C_s : 83.400 \text{ t}$
T : Resultante de tração no aço.	$T : 17.010 \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	$e_{cc,x} : -3.65 \text{ mm}$ $e_{cc,y} : 138.69 \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{cs,x} : -4.63 \text{ mm}$ $e_{cs,y} : 257.19 \text{ mm}$
e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{T,x} : 26.79 \text{ mm}$ $e_{T,y} : -356.99 \text{ mm}$
ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	$\epsilon_{cmax} : 0.0035$
ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	$\epsilon_{smax} : 0.0008$
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	$\sigma_{cmax} : 185.67 \text{ kgf/cm}^2$
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	$\sigma_{smax} : 1610.34 \text{ kgf/cm}^2$

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+390.41	+0.000182
2	Ø16	0.00	360.70	+385.56	+0.000180
3	Ø25	256.20	356.20	+375.62	+0.000175
4	Ø16	260.70	178.10	+274.83	+0.000128
5	Ø16	260.70	0.00	+174.18	+0.000081
6	Ø16	260.70	-178.10	+73.52	+0.000034
7	Ø25	256.20	-356.20	-27.01	-0.000013
8	Ø16	0.00	-360.70	-22.15	-0.000010
9	Ø25	-256.20	-356.20	-12.21	-0.000006
10	Ø16	-260.70	-178.10	+88.57	+0.000041
11	Ø16	-260.70	0.00	+189.23	+0.000088





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
12	Ø16	-260.70	178.10	+289.89	+0.000135

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	74.134	-4.18	157.45
Cs	6.728	-6.28	262.08
T	0.237	78.49	-357.05

$$N_{1d} : \underline{80.625} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{13.521} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{-0.371} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_t: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{74.134} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{6.728} \text{ t}$$

$$T : \underline{0.237} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-4.18} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{157.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-6.28} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{262.08} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{78.49} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-357.05} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0002}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{34.36} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{27.01} \text{ kgf/cm}^2$$



PISO 3 (7.4 - 10.5 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 60x80 cm	
	Tramo : 7.400/10.500 m	
	Altura livre : 2.50 m	
	Cobrimento : 2.5 cm	
	Tamanho máximo agregado : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C30, em geral	Plano ZX : 3.10 m
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 3.10 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø25	Estribos : 2eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	
Face X : 2Ø16	Espaçamento : 15 cm	
Face Y : 6Ø16		
Taxa : 0.74 %		

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$$600.00 \text{ mm} \geq 140.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$$4800.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar, h , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$$800 \text{ mm} \leq 3000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

$$h : \frac{800.00}{\text{ mm}}$$

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \frac{600.00}{\text{ mm}}$$

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$158 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:



s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 25 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 25.0 mm

s_3 : 18 mm

Sendo:

\varnothing_{max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

\varnothing_{max} : 25.0 mm

d_g : Tamanho máximo agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

256 mm \leq 400 mm ✓

Onde:

s_{max} : 400 mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

16.0 mm \geq 10.0 mm ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a $1/8 \cdot b$ (Artigo 18.4.2.1).

25.0 mm \leq 75.0 mm ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

150 mm \leq 192 mm ✓

Onde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

s_{max} : 192 mm

s_1 : 200 mm



$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{192.0} \text{ mm}$$

Sendo:

b_{\min} : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{600} \text{ mm}$$

\emptyset_{\min} : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\min} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

\emptyset_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\max} : \underline{25.0} \text{ mm}$$

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 19.20 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{19.20} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,\max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$35.72 \text{ cm}^2 \leq 192.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} : \underline{192.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 3.28 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$



$$A_{s,min} : \underline{3.28} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{96.858} \text{ t}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.010} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.306} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vx} : \underline{209.974} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,vy} : \underline{201.951} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.061} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.306} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

V_{Rd3} : Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vx} : \underline{71.672} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,vy} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} : \underline{209.974} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$



f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{201.951} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{71.672} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{71.672} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{co} : \underline{35.836} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$



$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

M₀: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}.

$$M_0 : \underline{-8.368} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo.

$$M_{Sd} : \underline{-0.366} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{34.466} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$



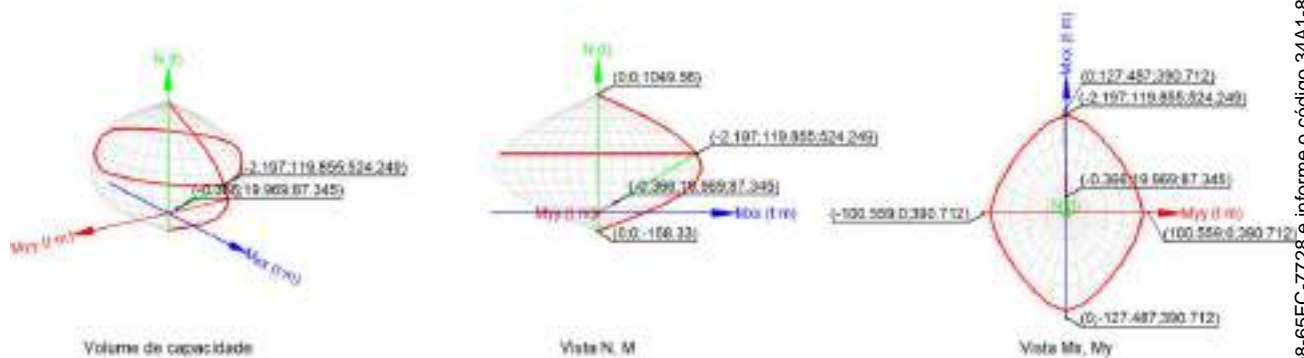


Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Deve satisfazer:

$$\eta : \mathbf{0.167} \checkmark$$



Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{1d} : \frac{87.345}{1} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \frac{19.969}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \frac{-0.366}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \frac{524.249}{1} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{119.855}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{-2.197}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

Sendo:

$$e_{e,x} : \frac{-4.19}{1} \text{ mm}$$





e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$$e_{e,y} : \underline{228.62} \text{ mm}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a : \underline{39.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{800.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{228.62} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{19.969} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{87.345} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a : \underline{33.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{-4.19} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.366} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{87.345} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{14.29}$$

Onde:

$$l_e : \underline{3.300} \text{ m}$$



Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem. l_0 : 3.100 m
 h : Altura da seção no plano de flexão considerado. h : 800.00 mm
 l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. l : 2.500 m
 A_c : Área total da seção de concreto. A_c : 4800.00 cm²
 I_c : Inércia. I_c : 2560000.00 cm⁴

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : 228.62 mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

λ : 17.90

Onde:

l_e : 3.100 m

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem. l_0 : 3.100 m
 h : Altura da seção no plano de flexão considerado. h : 600.00 mm
 l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. l : 2.500 m
 A_c : Área total da seção de concreto. A_c : 4800.00 cm²
 I_c : Inércia. I_c : 1440000.00 cm⁴

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : -4.19 mm

Cálculo da capacidade resistente

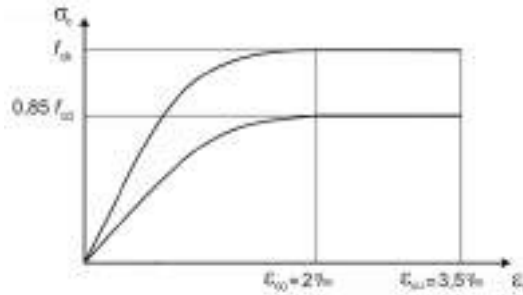
O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.



(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c0} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{185.67} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

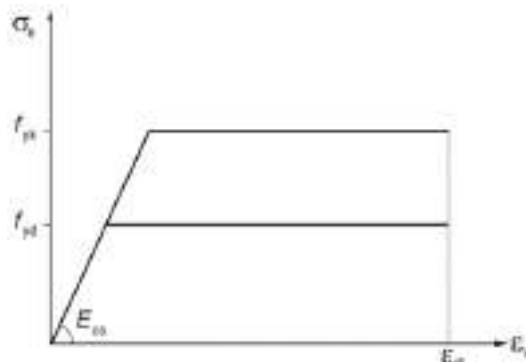
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{uk} : \underline{0.0200}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

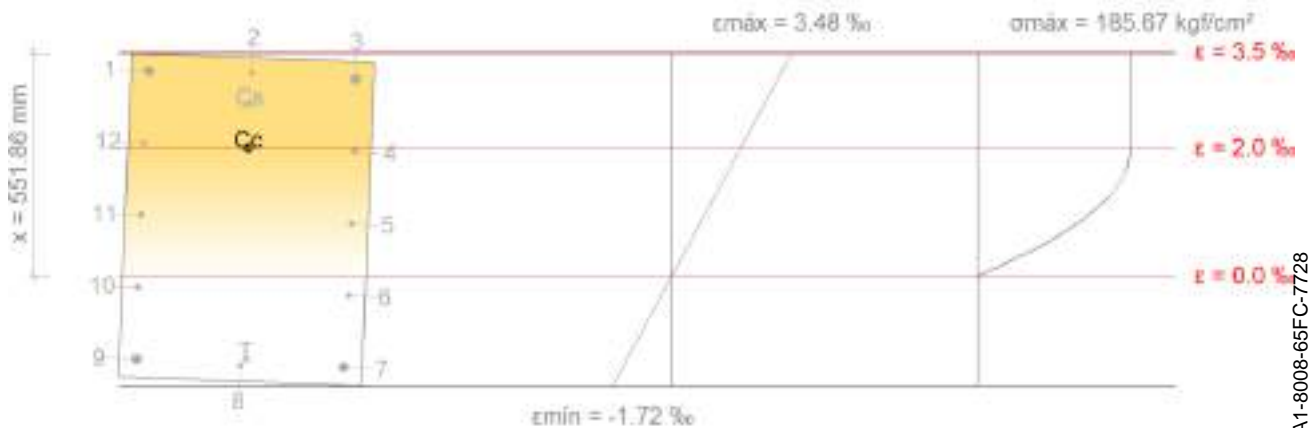
γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$



(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+4432.04	+0.003195
2	Ø16	0.00	360.70	+4432.04	+0.003156
3	Ø25	256.20	356.20	+4432.04	+0.003061
4	Ø16	260.70	178.10	+4146.87	+0.001937
5	Ø16	260.70	0.00	+1743.04	+0.000814
6	Ø16	260.70	-178.10	-660.80	-0.000309
7	Ø25	256.20	-356.20	-3062.12	-0.001430
8	Ø16	0.00	-360.70	-2979.83	-0.001392
9	Ø25	-256.20	-356.20	-2776.07	-0.001297
10	Ø16	-260.70	-178.10	-369.72	-0.000173
11	Ø16	-260.70	0.00	+2034.11	+0.000950
12	Ø16	-260.70	178.10	+4432.03	+0.002073

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	483.699	-2.86	176.41
Cs	77.275	-3.91	281.94
T	36.724	13.95	-346.88

$$N_{Rd} : 524.249 \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : 119.855 \text{ t}\cdot\text{m}$$



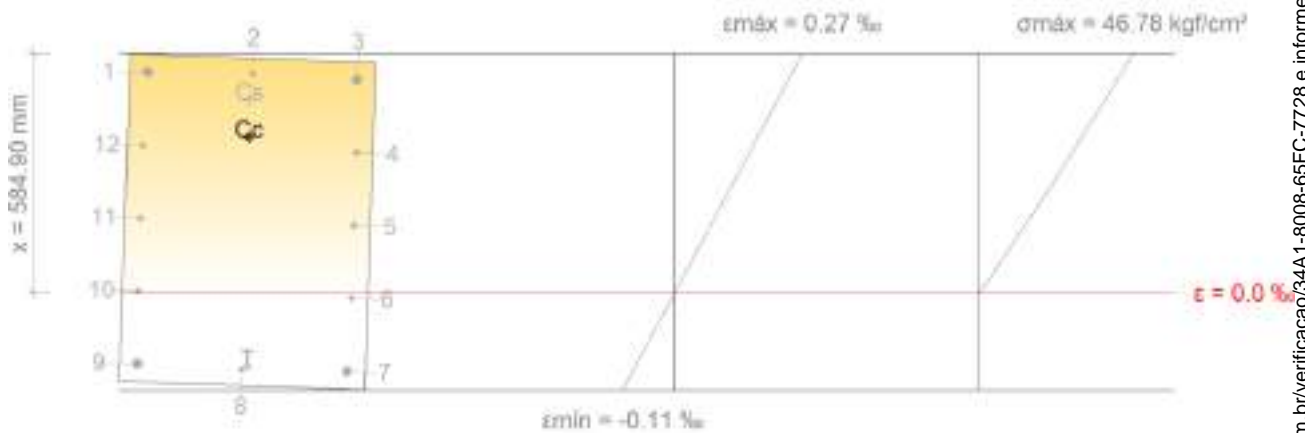


$$M_{Rd,y} : -2.197 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.	$C_c : 483.699 \text{ t}$
C_s : Resultante de compressões no aço.	$C_s : 77.275 \text{ t}$
T : Resultante de tração no aço.	$T : 36.724 \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	$e_{cc,x} : -2.86 \text{ mm}$ $e_{cc,y} : 176.41 \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{cs,x} : -3.91 \text{ mm}$ $e_{cs,y} : 281.94 \text{ mm}$
e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{T,x} : 13.95 \text{ mm}$ $e_{T,y} : -346.88 \text{ mm}$
ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	$\epsilon_{cmax} : 0.0035$
ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	$\epsilon_{smax} : 0.0014$
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	$\sigma_{cmax} : 185.67 \text{ kgf/cm}^2$
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	$\sigma_{smax} : 3062.12 \text{ kgf/cm}^2$

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+533.59	+0.000249
2	Ø16	0.00	360.70	+529.10	+0.000247
3	Ø25	256.20	356.20	+515.71	+0.000241
4	Ø16	260.70	178.10	+339.54	+0.000159
5	Ø16	260.70	0.00	+163.53	+0.000076
6	Ø16	260.70	-178.10	-12.49	-0.000006
7	Ø25	256.20	-356.20	-188.34	-0.000088
8	Ø16	0.00	-360.70	-183.85	-0.000086
9	Ø25	-256.20	-356.20	-170.46	-0.000080
10	Ø16	-260.70	-178.10	+5.71	+0.000003
11	Ø16	-260.70	0.00	+181.73	+0.000085





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
12	Ø16	-260.70	178.10	+357.74	+0.000167

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	81.178	-3.60	206.18
Cs	8.323	-5.36	296.32
T	2.156	13.47	-354.90

$$N_{1d} : \underline{87.345} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{19.969} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{-0.366} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_t: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{81.178} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{8.323} \text{ t}$$

$$T : \underline{2.156} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-3.60} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{206.18} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-5.36} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{296.32} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{13.47} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-354.90} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0001}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{46.78} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{188.34} \text{ kgf/cm}^2$$



PISO 2 (4.3 - 7.4 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 60x80 cm	
	Tramo : 4.300/7.400 m	
	Altura livre : 2.50 m	
	Cobrimento : 2.5 cm	
	Tamanho máximo agregado : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C30, em geral	Plano ZX : 3.10 m
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 3.10 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø25	Estribos : 2eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	
Face X : 2Ø16	Espaçamento : 15 cm	
Face Y : 6Ø16		
Taxa : 0.74 %		

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$$600.00 \text{ mm} \geq 140.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$$4800.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar, h , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$$800 \text{ mm} \leq 3000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

$$h : \frac{800.00}{\text{mm}}$$

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \frac{600.00}{\text{mm}}$$

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$158 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:



s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 25 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 25.0 mm

s_3 : 18 mm

Sendo:

\varnothing_{max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

\varnothing_{max} : 25.0 mm

d_g : Tamanho máximo agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

256 mm \leq 400 mm ✓

Onde:

s_{max} : 400 mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

16.0 mm \geq 10.0 mm ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a $1/8 \cdot b$ (Artigo 18.4.2.1).

25.0 mm \leq 75.0 mm ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

150 mm \leq 192 mm ✓

Onde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

s_{max} : 192 mm

s_1 : 200 mm



$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{192.0} \text{ mm}$$

Sendo:

b_{\min} : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{600} \text{ mm}$$

\emptyset_{\min} : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\min} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

\emptyset_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\max} : \underline{25.0} \text{ mm}$$

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 19.20 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{19.20} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,\max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$35.72 \text{ cm}^2 \leq 192.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} : \underline{192.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 3.51 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$



$$A_{s,min} : \underline{3.51} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{103.578} \text{ t}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.010} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.360} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vx} : \underline{209.974} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,vy} : \underline{201.951} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.061} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.360} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{2.080} \text{ t}$$

V_{Rd3} : Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vx} : \underline{71.672} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,vy} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} : \underline{209.974} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$





f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{201.951} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{71.672} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{71.672} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{co} : \underline{35.836} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$



$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

M_0 : Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd} .

$$M_0 : \underline{-8.906} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{Sd} : Momento fletor de cálculo.

$$M_{Sd} : \underline{-0.500} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{34.466} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

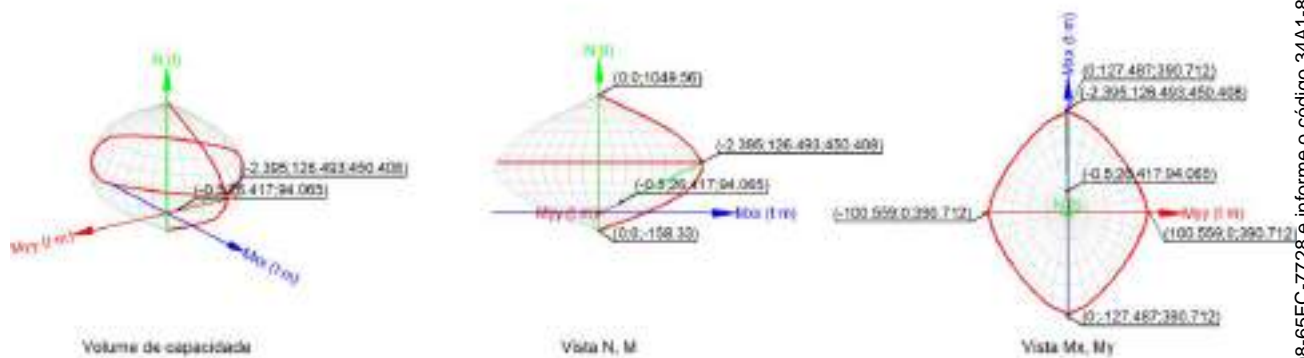


Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·VentoX".

Deve satisfazer:

$\eta : 0.209 \checkmark$



Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$N_{1d} : \frac{94.065}{t}$

$M_{1d,x} : \frac{26.417}{t \cdot m}$

$M_{1d,y} : \frac{-0.500}{t \cdot m}$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$N_{Rd} : \frac{450.408}{t}$

$M_{Rd,x} : \frac{126.493}{t \cdot m}$

$M_{Rd,y} : \frac{-2.395}{t \cdot m}$

Onde:

Sendo:

$e_{e,x} : \frac{-5.32}{mm}$





e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$$e_{e,y} : \underline{280.84} \text{ mm}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a : \underline{39.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{800.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{280.84} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{26.417} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{94.065} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a : \underline{33.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{-5.32} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.500} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{94.065} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{14.29}$$

Onde:

$$l_e : \underline{3.300} \text{ m}$$





Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem. l_0 : 3.100 m
 h : Altura da seção no plano de flexão considerado. h : 800.00 mm
 l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. l : 2.500 m
 A_c : Área total da seção de concreto. A_c : 4800.00 cm²
 I_c : Inércia. I_c : 2560000.00 cm⁴

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : 280.84 mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

λ : 17.90

Onde:

l_e : 3.100 m

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem. l_0 : 3.100 m
 h : Altura da seção no plano de flexão considerado. h : 600.00 mm
 l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. l : 2.500 m
 A_c : Área total da seção de concreto. A_c : 4800.00 cm²
 I_c : Inércia. I_c : 1440000.00 cm⁴

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : -5.32 mm

Cálculo da capacidade resistente

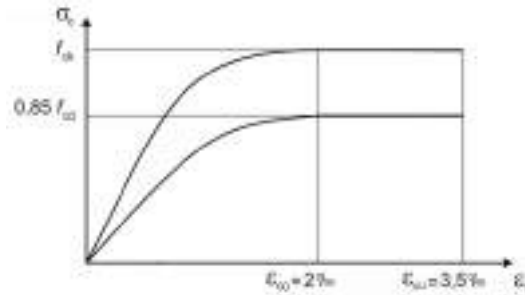
O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.



(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c0} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{185.67} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

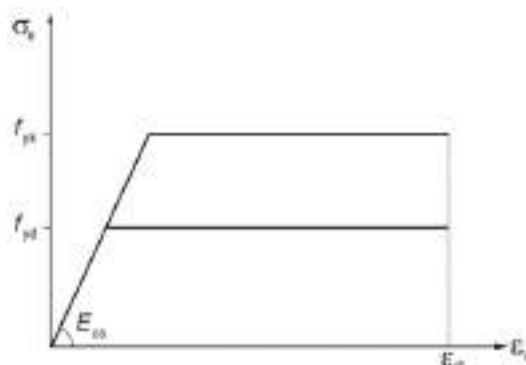
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{uk} : \underline{0.0200}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

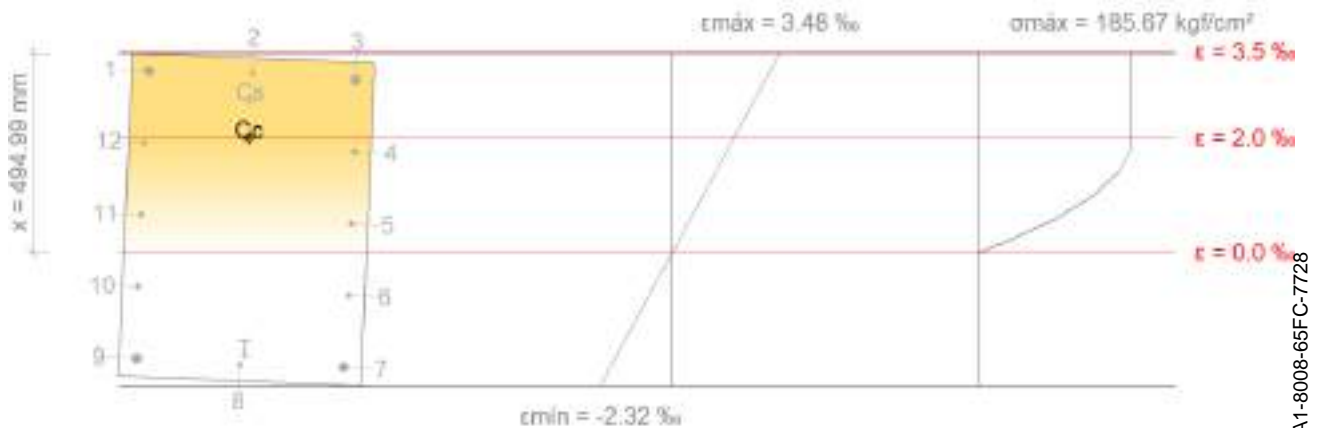
$$\gamma_s : \underline{1.15}$$





(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+4432.04	+0.003161
2	Ø16	0.00	360.70	+4432.04	+0.003115
3	Ø25	256.20	356.20	+4432.04	+0.003006
4	Ø16	260.70	178.10	+3751.72	+0.001753
5	Ø16	260.70	0.00	+1071.92	+0.000501
6	Ø16	260.70	-178.10	-1607.88	-0.000751
7	Ø25	256.20	-356.20	-4284.76	-0.002002
8	Ø16	0.00	-360.70	-4186.00	-0.001955
9	Ø25	-256.20	-356.20	-3951.82	-0.001846
10	Ø16	-260.70	-178.10	-1269.09	-0.000593
11	Ø16	-260.70	0.00	+1410.71	+0.000659
12	Ø16	-260.70	178.10	+4090.51	+0.001911

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	431.855	-3.34	200.30
Cs	73.190	-4.85	294.07
T	54.637	10.91	-338.03

N_{Rd} : 450.408 t

$M_{Rd,x}$: 126.493 t·m



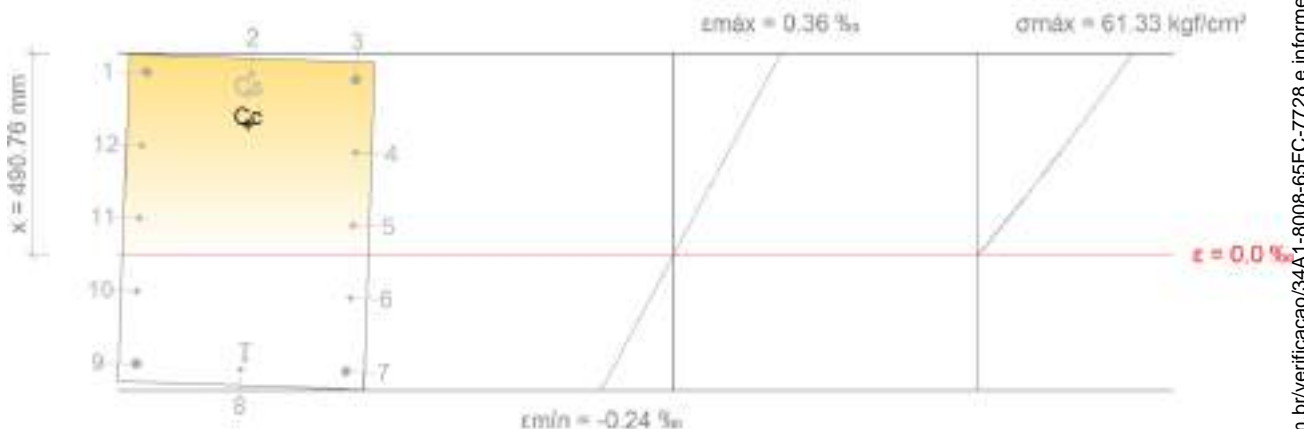


$$M_{Rd,y} : -2.395 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.	C_c : <u>431.855 t</u>
C_s : Resultante de compressões no aço.	C_s : <u>73.190 t</u>
T : Resultante de tração no aço.	T : <u>54.637 t</u>
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	e_{cc,x} : <u>-3.34 mm</u> e_{cc,y} : <u>200.30 mm</u>
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{cs,x} : <u>-4.85 mm</u> e_{cs,y} : <u>294.07 mm</u>
e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{T,x} : <u>10.91 mm</u> e_{T,y} : <u>-338.03 mm</u>
ε_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ε_{cmax} : <u>0.0035</u>
ε_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	ε_{smax} : <u>0.0020</u>
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} : <u>185.67 kgf/cm²</u>
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} : <u>4284.76 kgf/cm²</u>

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (kgf/cm ²)	ε
1	Ø25	-256.20	356.20	+705.93	+0.000330
2	Ø16	0.00	360.70	+698.72	+0.000326
3	Ø25	256.20	356.20	+677.27	+0.000316
4	Ø16	260.70	178.10	+394.94	+0.000184
5	Ø16	260.70	0.00	+112.87	+0.000053
6	Ø16	260.70	-178.10	-169.20	-0.000079
7	Ø25	256.20	-356.20	-451.03	-0.000211
8	Ø16	0.00	-360.70	-443.83	-0.000207
9	Ø25	-256.20	-356.20	-422.37	-0.000197
10	Ø16	-260.70	-178.10	-140.05	-0.000065
11	Ø16	-260.70	0.00	+142.03	+0.000066





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
12	Ø16	-260.70	178.10	+424.10	+0.000198

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	89.513	-4.27	237.27
Cs	10.355	-6.43	310.85
T	5.802	8.85	-337.80

$$N_{1d} : \underline{94.065} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{26.417} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{-0.500} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_t: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{89.513} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{10.355} \text{ t}$$

$$T : \underline{5.802} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-4.27} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{237.27} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-6.43} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{310.85} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{8.85} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-337.80} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0002}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{61.33} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{451.03} \text{ kgf/cm}^2$$



PISO 1 (0 - 4.3 M)

Dados do pilar	
	Geometria
	Dimensões : 60x80 cm
	Tramo : 0.000/4.300 m
	Altura livre : 3.70 m
	Cobrimento : 2.5 cm
	Tamanho máximo agregado : 15 mm
Materiais	Comprimento de flambagem
Concreto : C30, em geral	Plano ZX : 4.83 m
Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 4.83 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø25	Estribos : 1eØ6.3+1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3
Face X : 2Ø16	Espaçamento : 15 cm
Face Y : 6Ø16	
Taxa : 0.74 %	

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$$600.00 \text{ mm} \geq 140.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$$4800.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar, h , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$$800 \text{ mm} \leq 3000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

$$h : \frac{800.00}{\text{mm}}$$

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \frac{600.00}{\text{mm}}$$

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$158 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:



s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 25 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 25.0 mm

s_3 : 18 mm

Sendo:

\varnothing_{max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

\varnothing_{max} : 25.0 mm

d_g : Tamanho máximo agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

256 mm \leq 400 mm ✓

Onde:

s_{max} : 400 mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

16.0 mm \geq 10.0 mm ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a $1/8 \cdot b$ (Artigo 18.4.2.1).

25.0 mm \leq 75.0 mm ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 600 mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

150 mm \leq 192 mm ✓

Onde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

s_{max} : 192 mm

s_1 : 200 mm



$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{192.0} \text{ mm}$$

Sendo:

b_{\min} : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{600} \text{ mm}$$

\emptyset_{\min} : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\min} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

\emptyset_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\emptyset_{\max} : \underline{25.0} \text{ mm}$$

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 19.20 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{19.20} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,\max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$35.72 \text{ cm}^2 \leq 192.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} : \underline{192.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$35.72 \text{ cm}^2 \geq 3.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{35.72} \text{ cm}^2$$



$$A_{s,min} : \underline{3.80} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{112.314} \text{ t}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.057} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.136} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{11.603} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vx} : \underline{209.974} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,vy} : \underline{201.951} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.337} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.136} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{11.603} \text{ t}$$

V_{Rd3} : Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vx} : \underline{71.672} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,vy} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·VentoY".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} : \underline{209.974} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$





f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{201.951} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·VentoY".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{71.672} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{71.672} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{co} : \underline{35.836} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$



$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

M_0 : Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd} .

$$M_0 : \underline{-10.574} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{Sd} : Momento fletor de cálculo.

$$M_{Sd} : \underline{-0.183} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{34.466} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} : \underline{34.466} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

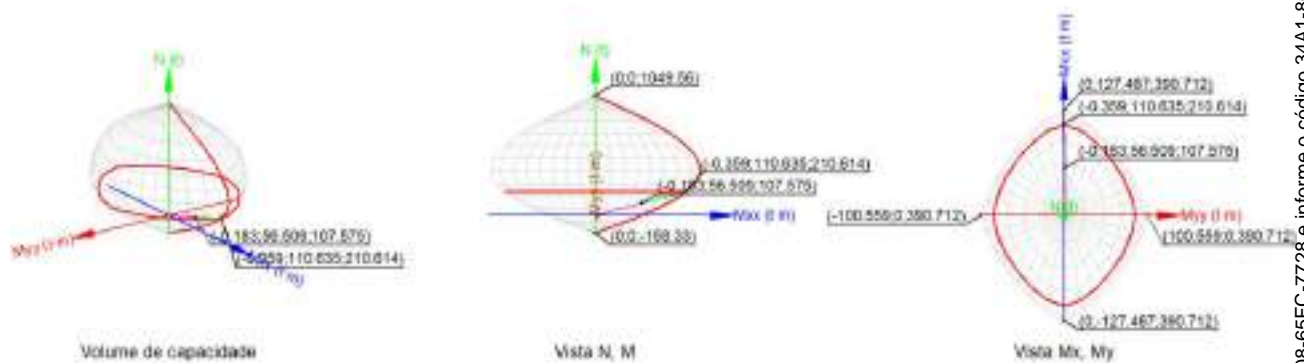


Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·VentoY".

Deve satisfazer:

$\eta : 0.511 \checkmark$



Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$N_{1d} : \frac{107.575}{1} \text{ t}$

$M_{1d,x} : \frac{56.509}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{1d,y} : \frac{-0.183}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$N_{Rd} : \frac{210.614}{1} \text{ t}$

$M_{Rd,x} : \frac{110.635}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{Rd,y} : \frac{-0.359}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$

Onde:

Sendo:

$e_{e,x} : \frac{-1.70}{1} \text{ mm}$





e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$$e_{e,y} : \underline{525.30} \text{ mm}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a : \underline{39.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{800.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{525.30} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{56.509} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{107.575} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a : \underline{33.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{-1.70} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.183} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{107.575} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{20.89}$$

Onde:

$$l_e : \underline{4.825} \text{ m}$$



Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.	l_0 : <u>4.825</u> m
h : Altura da seção no plano de flexão considerado.	h : <u>800.00</u> mm
l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.	l : <u>3.700</u> m
A_c : Área total da seção de concreto.	A_c : <u>4800.00</u> cm ²
I_c : Inércia.	I_c : <u>2560000.00</u> cm ⁴

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.	e_1 : <u>525.30</u> mm
--	--------------------------

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{27.86}$$

Onde:

$$l_e : \underline{4.825} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.	l_0 : <u>4.825</u> m
h : Altura da seção no plano de flexão considerado.	h : <u>600.00</u> mm
l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.	l : <u>3.700</u> m
A_c : Área total da seção de concreto.	A_c : <u>4800.00</u> cm ²
I_c : Inércia.	I_c : <u>1440000.00</u> cm ⁴

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.	e_1 : <u>-1.70</u> mm
--	-------------------------

Cálculo da capacidade resistente

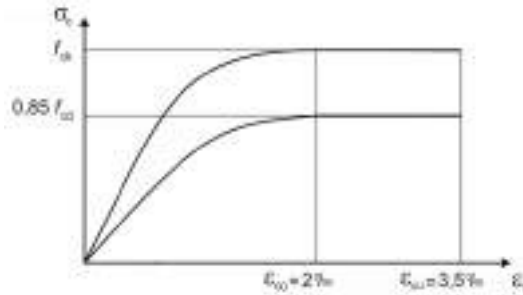
O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.



(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c0} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{185.67} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

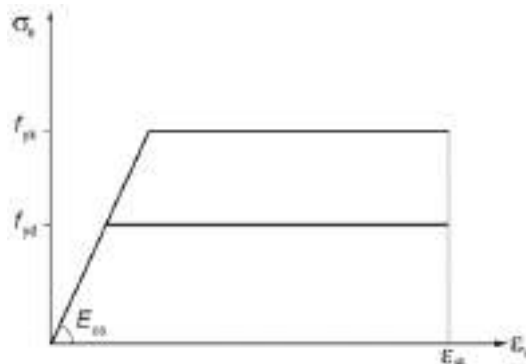
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{uk} : \underline{0.0200}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

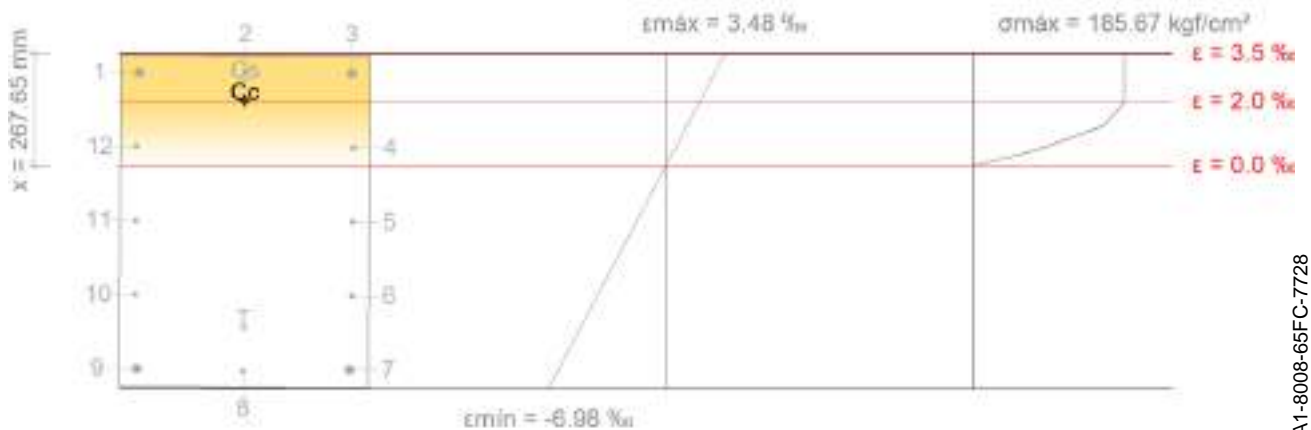
$$\gamma_s : \underline{1.15}$$





(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+4432.04	+0.002908
2	Ø16	0.00	360.70	+4432.04	+0.002942
3	Ø25	256.20	356.20	+4432.04	+0.002859
4	Ø16	260.70	178.10	+1159.32	+0.000542
5	Ø16	260.70	0.00	-3801.14	-0.001776
6	Ø16	260.70	-178.10	-4432.04	-0.004093
7	Ø25	256.20	-356.20	-4432.04	-0.006410
8	Ø16	0.00	-360.70	-4432.04	-0.006444
9	Ø25	-256.20	-356.20	-4432.04	-0.006361
10	Ø16	-260.70	-178.10	-4432.04	-0.004043
11	Ø16	-260.70	0.00	-3694.02	-0.001726
12	Ø16	-260.70	178.10	+1266.44	+0.000592

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	238.634	-1.03	289.83
Cs	57.305	-0.98	341.74
T	85.325	0.66	-256.54

$$N_{Rd} : 210.614 \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : 110.635 \text{ t}\cdot\text{m}$$



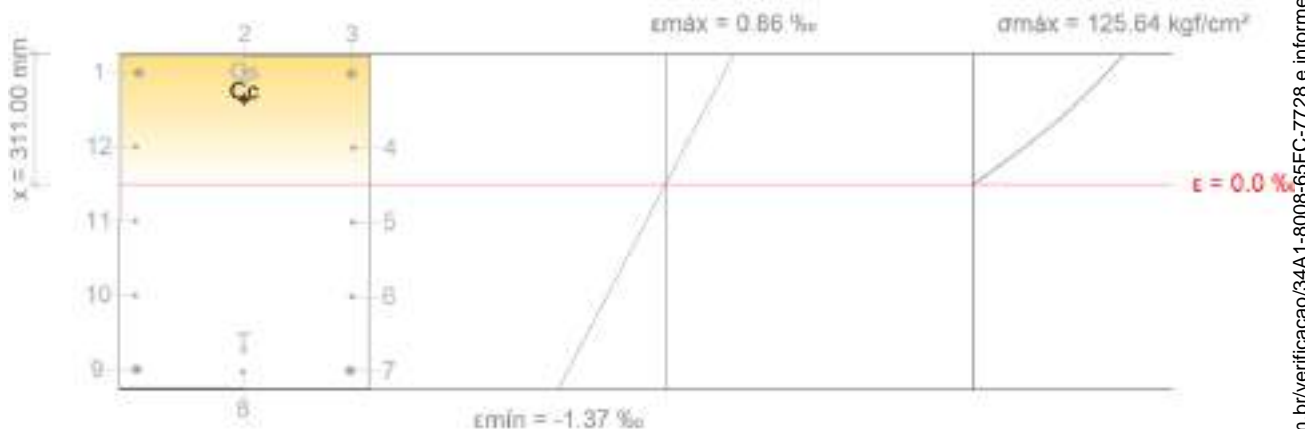


$$M_{Rd,y} : -0.359 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.	$C_c : 238.634 \text{ t}$
C_s : Resultante de compressões no aço.	$C_s : 57.305 \text{ t}$
T : Resultante de tração no aço.	$T : 85.325 \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	$e_{cc,x} : -1.03 \text{ mm}$ $e_{cc,y} : 289.83 \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{cs,x} : -0.98 \text{ mm}$ $e_{cs,y} : 341.74 \text{ mm}$
e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{T,x} : 0.66 \text{ mm}$ $e_{T,y} : -256.54 \text{ mm}$
ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	$\epsilon_{cmax} : 0.0035$
ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	$\epsilon_{smax} : 0.0064$
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	$\sigma_{cmax} : 185.67 \text{ kgf/cm}^2$
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	$\sigma_{smax} : 4432.04 \text{ kgf/cm}^2$

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+1585.43	+0.000741
2	Ø16	0.00	360.70	+1604.20	+0.000749
3	Ø25	256.20	356.20	+1569.52	+0.000733
4	Ø16	260.70	178.10	+511.74	+0.000239
5	Ø16	260.70	0.00	-545.91	-0.000255
6	Ø16	260.70	-178.10	-1603.55	-0.000749
7	Ø25	256.20	-356.20	-2661.05	-0.001243
8	Ø16	0.00	-360.70	-2679.82	-0.001252
9	Ø25	-256.20	-356.20	-2645.14	-0.001236
10	Ø16	-260.70	-178.10	-1587.36	-0.000742
11	Ø16	-260.70	0.00	-529.72	-0.000247





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
12	Ø16	-260.70	178.10	+527.92	+0.000247

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	126.788	-0.93	292.55
Cs	20.804	-1.37	339.00
T	40.017	0.92	-308.99

$$N_{1d} : 107.575 \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : 56.509 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : -0.183 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_t: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : 126.788 \text{ t}$$

$$C_s : 20.804 \text{ t}$$

$$T : 40.017 \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : -0.93 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 292.55 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -1.37 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 339.00 \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : 0.92 \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : -308.99 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0009$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0013$$

$$\sigma_{cmax} : 125.64 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : 2679.82 \text{ kgf/cm}^2$$



FUNDAÇÃO

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões	: 60x80 cm
	Tramo	: -1.606/0.000 m
	Altura livre	: 0.00 m
	Cobrimento	: 2.5 cm
	Tamanho máximo agregado	: 15 mm
	Materiais	
	Concreto : C30, em geral	Comprimento de flambagem
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZX : 4.83 m
		Plano ZY : 4.83 m
Armadura longitudinal		
Armadura transversal		
Cantos : 4Ø25	Estribos : 1eØ6.3+X1rØ6.3	
Face X : 2Ø16		
Face Y : 6Ø16		
Taxa : 0.74 %		

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

A verificação não é necessária

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A verificação não é necessária

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.057} \checkmark$$

Onde:

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.136} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{11.603} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vx} : \underline{209.974} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,vy} : \underline{201.951} \text{ t}$$

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·VentoY.

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} : \underline{209.974} \text{ t}$$



Onde:

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.
 b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .
 d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w : \underline{800.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{505.72} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{201.951} \text{ t}$$

Onde:

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.
 b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .
 d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

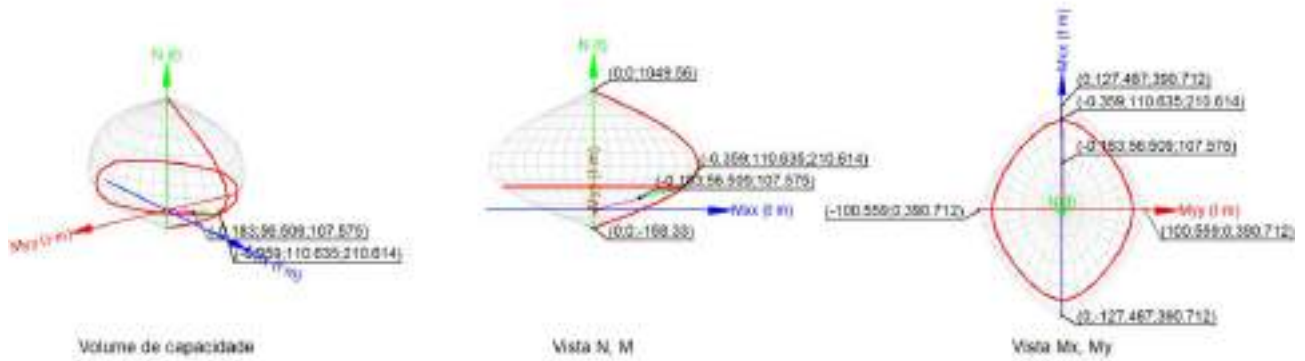
$$d : \underline{648.52} \text{ mm}$$

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CP + 0.7 \cdot Qa + 1.4 \cdot VentoY$.

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.511} \checkmark$$



Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{1d} : \frac{107.575}{t}$$

$$M_{1d,x} : \frac{56.509}{t \cdot m}$$

$$M_{1d,y} : \frac{-0.183}{t \cdot m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \frac{210.614}{t}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{110.635}{t \cdot m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{-0.359}{t \cdot m}$$

Onde:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

$$e_{e,x} : \frac{-1.70}{mm}$$

$$e_{e,y} : \frac{525.30}{mm}$$

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}, e_{0,y}$ é superior à mínima.

Onde:

No eixo x:

$$e_a : \frac{39.00}{mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \frac{800.00}{mm}$$





$$e_1 : \underline{525.30} \text{ mm}$$

Onde:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{56.509} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{107.575} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a : \underline{33.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{-1.70} \text{ mm}$$

Onde:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.183} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{107.575} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{20.89}$$

Onde:

$$l_e : \underline{4.825} \text{ m}$$

Sendo:

l₀: Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{4.825} \text{ m}$$

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{800.00} \text{ mm}$$

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{3.700} \text{ m}$$

A_c: Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

I_c: Inércia.

$$I_c : \underline{2560000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e₁: Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{525.30} \text{ mm}$$



No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda : \underline{27.86}$$

Onde:

$$l_e : \underline{4.825} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{4.825} \text{ m}$$

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{3.700} \text{ m}$$

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{4800.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{1440000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

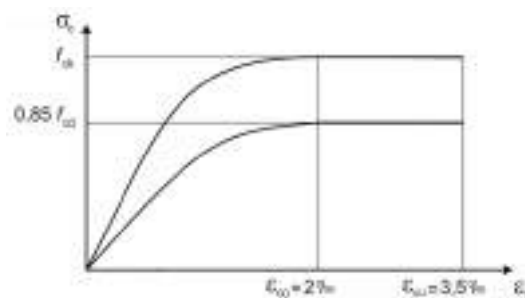
$$e_1 : \underline{-1.70} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.





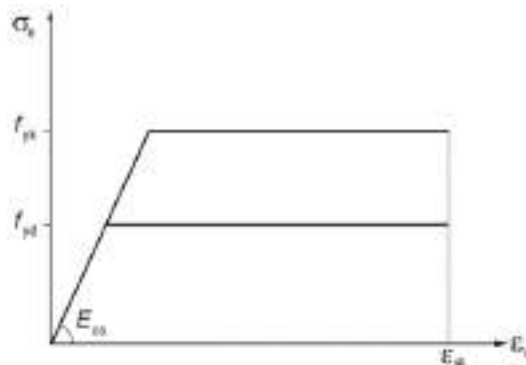
ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão. $\epsilon_{cu} : 0.0035$
 ϵ_{co} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. $\epsilon_{co} : 0.0020$
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto. $f_{cd} : 185.67 \text{ kgf/cm}^2$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto. $f_{ck} : 305.81 \text{ kgf/cm}^2$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto. $\gamma_c : 1.4$

- (e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão. $\epsilon_{uk} : 0.0200$
 f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço. $f_{yd} : 4432.03 \text{ kgf/cm}^2$

Sendo:

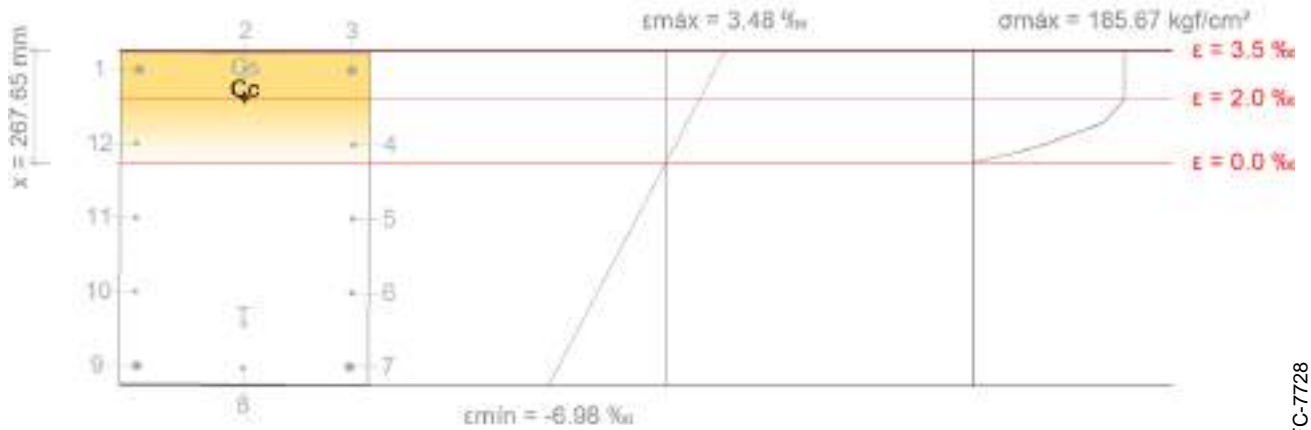
f_{yk} : Resistência característica do aço. $f_{yk} : 5096.84 \text{ kgf/cm}^2$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço. $\gamma_s : 1.15$

- (f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.



Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+4432.04	+0.002908
2	Ø16	0.00	360.70	+4432.04	+0.002942
3	Ø25	256.20	356.20	+4432.04	+0.002859
4	Ø16	260.70	178.10	+1159.32	+0.000542
5	Ø16	260.70	0.00	-3801.14	-0.001776
6	Ø16	260.70	-178.10	-4432.04	-0.004093
7	Ø25	256.20	-356.20	-4432.04	-0.006410
8	Ø16	0.00	-360.70	-4432.04	-0.006444
9	Ø25	-256.20	-356.20	-4432.04	-0.006361
10	Ø16	-260.70	-178.10	-4432.04	-0.004043
11	Ø16	-260.70	0.00	-3694.02	-0.001726
12	Ø16	-260.70	178.10	+1266.44	+0.000592

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	238.634	-1.03	289.83
Cs	57.305	-0.98	341.74
T	85.325	0.66	-256.54

N_{Rd} : 210.614 t

$M_{Rd,x}$: 110.635 t·m

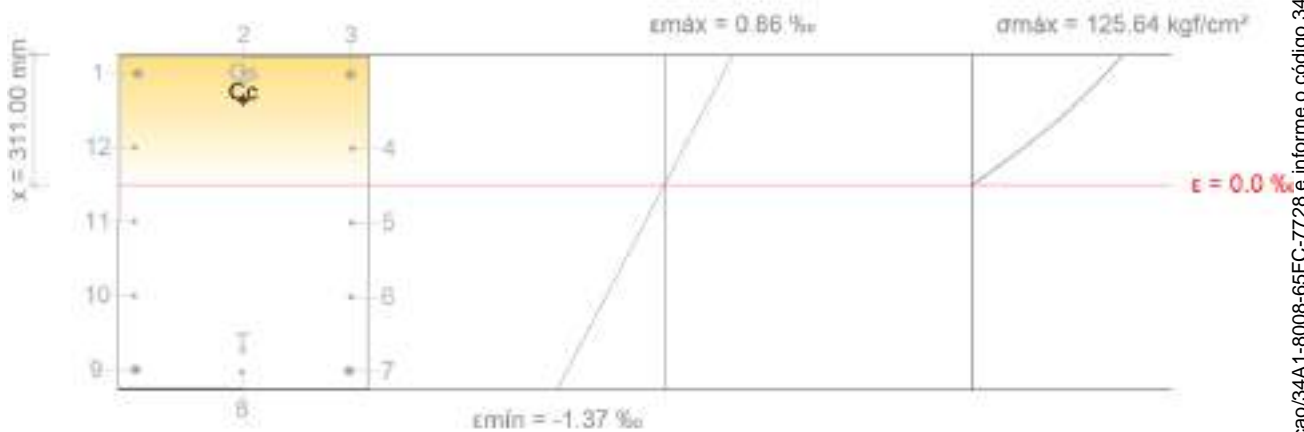
$M_{Rd,y}$: -0.359 t·m



Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.	C_c : <u>238.634</u> t
C_s : Resultante de compressões no aço.	C_s : <u>57.305</u> t
T : Resultante de tração no aço.	T : <u>85.325</u> t
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>-1.03</u> mm
	$e_{cc,y}$: <u>289.83</u> mm
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{cs,x}$: <u>-0.98</u> mm
	$e_{cs,y}$: <u>341.74</u> mm
e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{T,x}$: <u>0.66</u> mm
	$e_{T,y}$: <u>-256.54</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ϵ_{cmax} : <u>0.0035</u>
ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	ϵ_{smax} : <u>0.0064</u>
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} : <u>185.67</u> kgf/cm ²
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} : <u>4432.04</u> kgf/cm ²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø25	-256.20	356.20	+1585.43	+0.000741
2	Ø16	0.00	360.70	+1604.20	+0.000749
3	Ø25	256.20	356.20	+1569.52	+0.000733
4	Ø16	260.70	178.10	+511.74	+0.000239
5	Ø16	260.70	0.00	-545.91	-0.000255
6	Ø16	260.70	-178.10	-1603.55	-0.000749
7	Ø25	256.20	-356.20	-2661.05	-0.001243
8	Ø16	0.00	-360.70	-2679.82	-0.001252
9	Ø25	-256.20	-356.20	-2645.14	-0.001236
10	Ø16	-260.70	-178.10	-1587.36	-0.000742
11	Ø16	-260.70	0.00	-529.72	-0.000247
12	Ø16	-260.70	178.10	+527.92	+0.000247



	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	126.788	-0.93	292.55
Cs	20.804	-1.37	339.00
T	40.017	0.92	-308.99

$$N_{1d} : \underline{107.575} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{56.509} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{-0.183} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_t: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{126.788} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{20.804} \text{ t}$$

$$T : \underline{40.017} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-0.93} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{292.55} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-1.37} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{339.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{0.92} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-308.99} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0013}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{125.64} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{2679.82} \text{ kgf/cm}^2$$



DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.2 e 18.3.2.2)

Dimensões mínimas

A seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 100.00 mm (Artigo 13.2.2):

$$600.00 \text{ mm} \geq 100.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Largura do elemento

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais s_b , medido no plano da seção transversal, na direção horizontal, deve ser igual ou superior a s_{min} (Artigo 18.3.2.2):

$$114 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{16.0} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{18} \text{ mm}$$

Sendo:

\varnothing_{max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{max} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

d_g : Tamanho máximo agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5.00 mm (Artigo 18.3.3.2):

$$6.30 \text{ mm} \geq 5.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A soma das armaduras de tração e de compressão não deve ter valor maior que $A_{s,max,r}$, calculada na região fora da zona de emendas (Artigo 17.3.5.2.4):

$$16.19 \text{ cm}^2 \leq 144.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{16.19} \text{ cm}^2$$



$$A_{s,max} : \underline{144.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

Flexão negativa em torno do eixo X:

A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15% (Artigo 17.3.5.2.1):

$$14.720 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 11.054 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Onde:

W_0 : Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada.

$$W_0 : \underline{36000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ctk,sup}$: Resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

$$f_{ctk,sup} : \underline{38.38} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,y} : \underline{0.756} \text{ t}$$

$V_{Rd2,vy}$: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vy} : \underline{174.603} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.015} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,y} : \underline{0.756} \text{ t}$$

$V_{Rd3,vy}$: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vy} : \underline{50.733} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.600 m', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção Y:



$$V_{Rd2} : \underline{174.603} \text{ t}$$

Onde:

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{560.70} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.600 m', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma considerando a contribuição dos estribos obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{50.733} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{29.799} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} : \underline{29.799} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$



d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{560.70} \text{ mm}$$

$$V_{sw} : \underline{20.934} \text{ t}$$

Sendo:

A_{sw}: Área da seção transversal dos estribos.

$$A_{sw} : \underline{0.94} \text{ cm}^2$$

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{ywd}: Tensão na armadura transversal passiva.

$$f_{ywd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Onde:

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

α: Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Cortante na direção Y:

O espaçamento máximo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, não deve exceder s_{max} (Artigo 18.3.3.2).

$$100 \text{ mm} \leq 336 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

$$s_{max} : \underline{336} \text{ mm}$$

Sendo:

d: Altura útil da seção.

$$d : \underline{560.70} \text{ mm}$$

O espaçamento transversal s_t entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a seguinte condição:

$$272 \text{ mm} \leq 561 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s_t: Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$$s_t : \underline{272} \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{561} \text{ mm}$$

Sendo:

d: Altura útil da seção.

$$d : \underline{560.70} \text{ mm}$$

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Cortante na direção Y:



$$0.0016 \geq 0.0012 \quad \checkmark$$

A quantidade ρ_{sw} de armadura transversal não deve ser menor que $\rho_{sw,min}$ (Artigo 17.4.1.1.1).

Onde:

$$\rho_{sw} : \underline{0.0016}$$

Sendo:

A_{sw} : Área da seção transversal dos estribos.

$$A_{sw} : \underline{0.94} \text{ cm}^2$$

b_w : Largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

s : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

α : Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

$$\rho_{sw,min} : \underline{0.0012}$$

Sendo:

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ywk} : Resistência característica do aço.

$$f_{ywk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

Diâmetro máximo da armadura transversal

O diâmetro dos reforços transversais não deve ser superior a 1/10 da largura da alma (Artigo 18.3.3.2).

$$6.3 \text{ mm} \leq 60.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600} \text{ mm}$$

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'P1', para a combinação de hipóteses "Envoltória de momentos mínimos em combinações permanentes".

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.032} \quad \checkmark$$

Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:



N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

$$N_{1d} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_{1d,x} : \underline{-0.471} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{Rd} : Momento resistente

$$M_{Rd,x} : \underline{-14.720} \text{ t}\cdot\text{m}$$

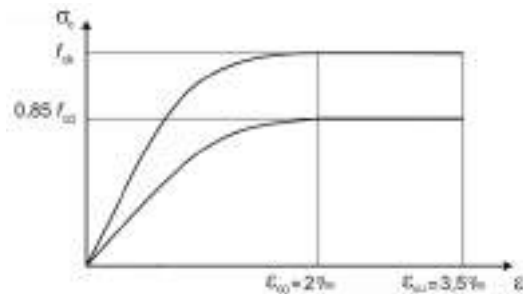
$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{co} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{co} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{185.67} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

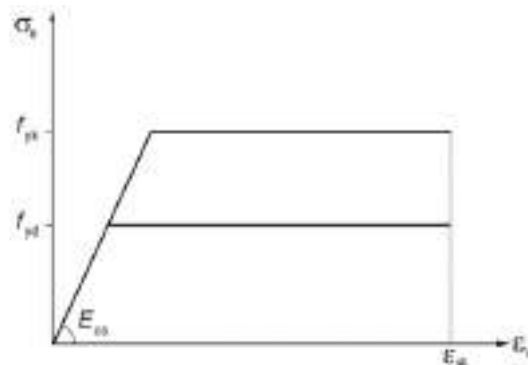
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

- A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.
 f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

ϵ_{uk} : 0.0200
 f_{yd} : 4432.03 kgf/cm²

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

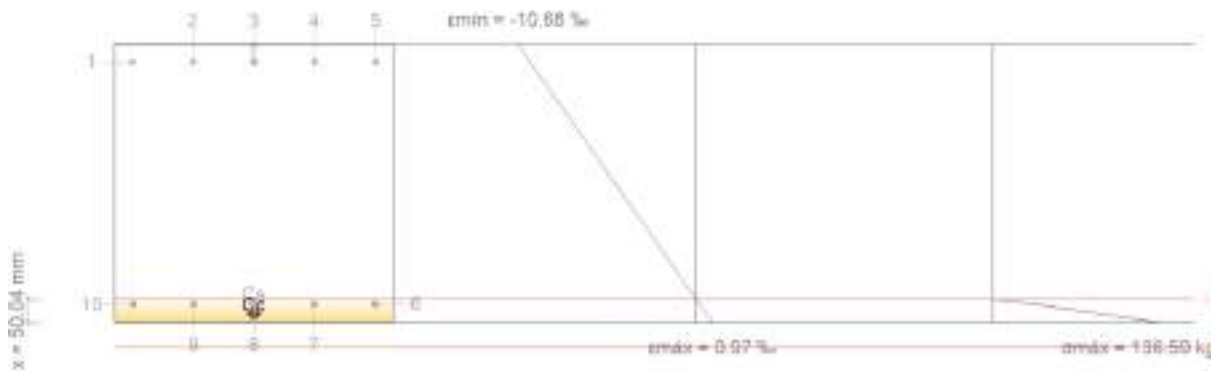
f_{yk} : 5096.84 kgf/cm²

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

γ_s : 1.15

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø12.5	-262.45	262.45	-4432.04	-0.009950
2	Ø12.5	-131.22	262.45	-4432.04	-0.009950
3	Ø12.5	0.00	262.45	-4432.04	-0.009950
4	Ø12.5	131.23	262.45	-4432.04	-0.009950
5	Ø12.5	262.45	262.45	-4432.04	-0.009950
6	Ø16	260.70	-260.70	+446.58	+0.000209
7	Ø16	130.35	-260.70	+446.58	+0.000209
8	Ø16	0.00	-260.70	+446.58	+0.000209





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
9	Ø16	-130.35	-260.70	+446.58	+0.000209
10	Ø16	-260.70	-260.70	+446.58	+0.000209

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	22.700	0.00	-282.51
Cs	4.490	0.00	-260.70
T	27.191	0.00	262.45

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-14.720} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_t: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ϵ_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{22.700} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{4.490} \text{ t}$$

$$T : \underline{27.191} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-282.51} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-260.70} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{262.45} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0010}$$

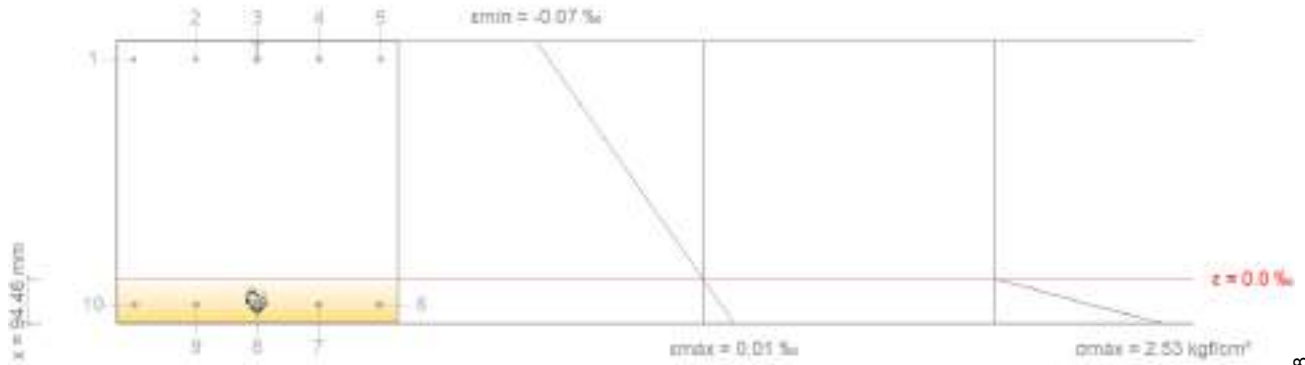
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{136.59} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{4432.04} \text{ kgf/cm}^2$$



Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø12.5	-262.45	262.45	-145.08	-0.000068
2	Ø12.5	-131.22	262.45	-145.08	-0.000068
3	Ø12.5	0.00	262.45	-145.08	-0.000068
4	Ø12.5	131.23	262.45	-145.08	-0.000068
5	Ø12.5	262.45	262.45	-145.08	-0.000068
6	Ø16	260.70	-260.70	+17.10	+0.000008
7	Ø16	130.35	-260.70	+17.10	+0.000008
8	Ø16	0.00	-260.70	+17.10	+0.000008
9	Ø16	-130.35	-260.70	+17.10	+0.000008
10	Ø16	-260.70	-260.70	+17.10	+0.000008

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.718	0.00	-268.49
Cs	0.172	0.00	-260.70
T	0.890	0.00	262.45

$N_{1d} : \underline{0.000} \text{ t}$

$M_{1d,x} : \underline{-0.471} \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{1d,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

C_s : Resultante de compressões no aço.

$C_c : \underline{0.718} \text{ t}$

$C_s : \underline{0.172} \text{ t}$





T : Resultante de tração no aço.	T : <u>0.890</u> t
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	e_{cc,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{cc,y} : <u>-268.49</u> mm
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{cs,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{cs,y} : <u>-260.70</u> mm
e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{T,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{T,y} : <u>262.45</u> mm
ε_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ε_{cmax} : <u>0.0000</u>
ε_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	ε_{smax} : <u>0.0001</u>
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} : <u>2.53</u> kgf/cm ²
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} : <u>145.08</u> kgf/cm ²

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.2 e 18.3.2.2)

Dimensões mínimas

A seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 100.00 mm (Artigo 13.2.2):

$$600.00 \text{ mm} \geq 100.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Largura do elemento

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais s_b , medido no plano da seção transversal, na direção horizontal, deve ser igual ou superior a s_{min} (Artigo 18.3.2.2):

$$114 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{16.0} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{18} \text{ mm}$$

Sendo:

Ø_{max}: Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\text{Ø}_{max} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

d_g: Tamanho máximo agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5.00 mm (Artigo 18.3.3.2):

$$6.30 \text{ mm} \geq 5.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$



Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A soma das armaduras de tração e de compressão não deve ter valor maior que $A_{s,max}$, calculada na região fora da zona de emendas (Artigo 17.3.5.2.4):

$$16.19 \text{ cm}^2 \leq 144.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{16.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} : \underline{144.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

Flexão negativa em torno do eixo X:

A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15% (Artigo 17.3.5.2.1):

$$14.720 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 11.054 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Onde:

W_0 : Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada.

$$W_0 : \underline{36000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ctk,sup}$: Resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

$$f_{ctk,sup} : \underline{38.38} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,y} : \underline{0.756} \text{ t}$$

$V_{Rd2,vy}$: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vy} : \underline{174.603} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.015} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,y} : \underline{0.756} \text{ t}$$

$V_{Rd3,vy}$: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vy} : \underline{50.733} \text{ t}$$



Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.600 m', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{174.603} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{560.70} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.600 m', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma considerando a contribuição dos estribos obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{50.733} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{29.799} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{co} : \underline{29.799} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$





$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{560.70} \text{ mm}$$

$$V_{sw} : \underline{20.934} \text{ t}$$

Sendo:

A_{sw} : Área da seção transversal dos estribos.

$$A_{sw} : \underline{0.94} \text{ cm}^2$$

s : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{ywd} : Tensão na armadura transversal passiva.

$$f_{ywd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Onde:

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

α : Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Cortante na direção Y:

O espaçamento máximo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, não deve exceder s_{max} (Artigo 18.3.3.2).

$$100 \text{ mm} \leq 336 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

$$s_{max} : \underline{336} \text{ mm}$$

Sendo:

d : Altura útil da seção.

$$d : \underline{560.70} \text{ mm}$$

O espaçamento transversal s_t entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a seguinte condição:

$$272 \text{ mm} \leq 561 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s_t : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$$s_t : \underline{272} \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{561} \text{ mm}$$



Sendo:

d: Altura útil da seção.

d: 560.70 mm

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Cortante na direção Y:

$$0.0016 \geq 0.0012 \quad \checkmark$$

A quantidade ρ_{sw} de armadura transversal não deve ser menor que $\rho_{sw,min}$ (Artigo 17.4.1.1.1).

Onde:

$$\rho_{sw} : \underline{0.0016}$$

Sendo:

A_{sw}: Área da seção transversal dos estribos.

$$\mathbf{A}_{sw} : \underline{0.94} \text{ cm}^2$$

b_w: Largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção.

$$\mathbf{b}_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$$\mathbf{s} : \underline{100} \text{ mm}$$

α: Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

$$\mathbf{\alpha} : \underline{90.0} \text{ graus}$$

$$\rho_{sw,min} : \underline{0.0012}$$

Sendo:

$$\mathbf{f}_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.

$$\mathbf{f}_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ywk}: Resistência característica do aço.

$$\mathbf{f}_{ywk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

Diâmetro máximo da armadura transversal

O diâmetro dos reforços transversais não deve ser superior a 1/10 da largura da alma (Artigo 18.3.3.2).

$$6.3 \text{ mm} \leq 60.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$\mathbf{b}_w : \underline{600} \text{ mm}$$

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'P1', para a combinação de hipóteses "Envoltória de momentos mínimos em combinações permanentes".

Deve satisfazer:



$$\eta : \underline{0.032} \quad \checkmark$$

Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{1d} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{-0.471} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-14.720} \text{ t}\cdot\text{m}$$

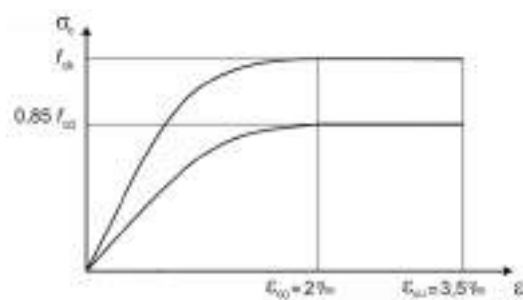
$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c0} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{185.67} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

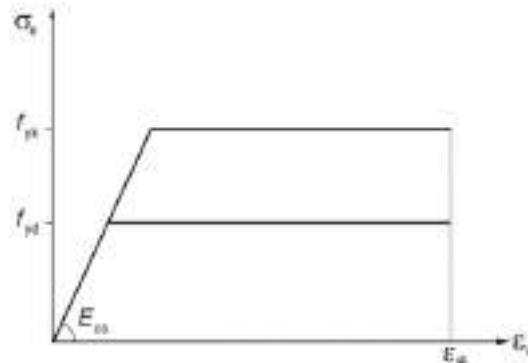
$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$





γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto. $\gamma_c : 1.4$

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$\epsilon_{uk} : 0.0200$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$f_{yd} : 4432.03 \text{ kgf/cm}^2$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$f_{yk} : 5096.84 \text{ kgf/cm}^2$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$\gamma_s : 1.15$

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø12.5	-262.45	262.45	-4432.04	-0.009950
2	Ø12.5	-131.22	262.45	-4432.04	-0.009950
3	Ø12.5	0.00	262.45	-4432.04	-0.009950





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
4	Ø12.5	131.23	262.45	-4432.04	-0.009950
5	Ø12.5	262.45	262.45	-4432.04	-0.009950
6	Ø16	260.70	-260.70	+446.58	+0.000209
7	Ø16	130.35	-260.70	+446.58	+0.000209
8	Ø16	0.00	-260.70	+446.58	+0.000209
9	Ø16	-130.35	-260.70	+446.58	+0.000209
10	Ø16	-260.70	-260.70	+446.58	+0.000209

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	22.700	0.00	-282.51
Cs	4.490	0.00	-260.70
T	27.191	0.00	262.45

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-14.720} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{22.700} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{4.490} \text{ t}$$

$$T : \underline{27.191} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-282.51} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-260.70} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{262.45} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0010}$$

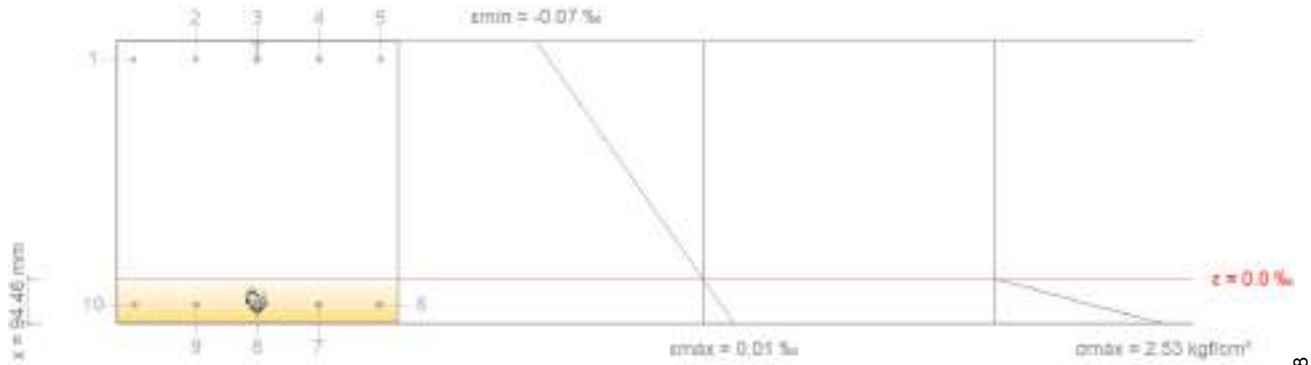
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{136.59} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{4432.04} \text{ kgf/cm}^2$$



Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø12.5	-262.45	262.45	-145.08	-0.000068
2	Ø12.5	-131.22	262.45	-145.08	-0.000068
3	Ø12.5	0.00	262.45	-145.08	-0.000068
4	Ø12.5	131.23	262.45	-145.08	-0.000068
5	Ø12.5	262.45	262.45	-145.08	-0.000068
6	Ø16	260.70	-260.70	+17.10	+0.000008
7	Ø16	130.35	-260.70	+17.10	+0.000008
8	Ø16	0.00	-260.70	+17.10	+0.000008
9	Ø16	-130.35	-260.70	+17.10	+0.000008
10	Ø16	-260.70	-260.70	+17.10	+0.000008

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.718	0.00	-268.49
Cs	0.172	0.00	-260.70
T	0.890	0.00	262.45

$N_{1d} : \underline{0.000} \text{ t}$

$M_{1d,x} : \underline{-0.471} \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{1d,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

C_c : 0.718 t

C_s : 0.172 t





T : Resultante de tração no aço.	T : <u>0.890</u> t
e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	e_{cc,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{cc,y} : <u>-268.49</u> mm
e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{cs,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{cs,y} : <u>-260.70</u> mm
e_t : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{t,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{t,y} : <u>262.45</u> mm
ε_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ε_{cmax} : <u>0.0000</u>
ε_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.	ε_{smax} : <u>0.0001</u>
σ_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} : <u>2.53</u> kgf/cm ²
σ_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} : <u>145.08</u> kgf/cm ²

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.2 e 18.3.2.2)

Dimensões mínimas

A seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 100.00 mm (Artigo 13.2.2):

$$600.00 \text{ mm} \geq 100.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Largura do elemento

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais s_b , medido no plano da seção transversal, na direção horizontal, deve ser igual ou superior a s_{min} (Artigo 18.3.2.2):

$$114 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{16.0} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{18} \text{ mm}$$

Sendo:

Ø_{max}: Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\text{Ø}_{max} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

d_g: Tamanho máximo agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5.00 mm (Artigo 18.3.3.2):

$$6.30 \text{ mm} \geq 5.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$



Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A soma das armaduras de tração e de compressão não deve ter valor maior que $A_{s,max}$, calculada na região fora da zona de emendas (Artigo 17.3.5.2.4):

$$16.19 \text{ cm}^2 \leq 144.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{16.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} : \underline{144.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

Flexão positiva em torno do eixo X:

A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15% (Artigo 17.3.5.2.1):

$$23.845 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 11.054 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Onde:

W_0 : Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada.

$$W_0 : \underline{36000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ctk,sup}$: Resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

$$f_{ctk,sup} : \underline{38.38} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,y} : \underline{0.756} \text{ t}$$

$V_{Rd2,vy}$: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,vy} : \underline{174.603} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.015} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,y} : \underline{0.756} \text{ t}$$

$V_{Rd3,vy}$: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{Rd3,vy} : \underline{50.733} \text{ t}$$



Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.800 m', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} : \underline{174.603} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} : \underline{0.88}$$

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{218.44} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{560.70} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.800 m', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma considerando a contribuição dos estribos obtém-se como:

$$V_{Rd3} : \underline{50.733} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c : \underline{29.799} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{co} : \underline{29.799} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{14.76} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} : \underline{20.67} \text{ kgf/cm}^2$$



	$f_{ctm} :$	<u>29.53</u>	kgf/cm ²
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.	$f_{ck} :$	<u>305.81</u>	kgf/cm ²
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.	$\gamma_c :$	<u>1.4</u>	
b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .	$b_w :$	<u>600.00</u>	mm
d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.	$d :$	<u>560.70</u>	mm
	$V_{sw} :$	<u>20.934</u>	t

Sendo:

A_{sw} : Área da seção transversal dos estribos.	$A_{sw} :$	<u>0.94</u>	cm ²
s : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.	$s :$	<u>100</u>	mm
f_{ywd} : Tensão na armadura transversal passiva.	$f_{ywd} :$	<u>4432.03</u>	kgf/cm ²

Onde:

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.	$f_{yd} :$	<u>4432.03</u>	kgf/cm ²
α : Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.	$\alpha :$	<u>90.0</u>	graus

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Cortante na direção Y:

O espaçamento máximo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, não deve exceder s_{max} (Artigo 18.3.3.2).

$$100 \text{ mm} \leq 336 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.	$s :$	<u>100</u>	mm
	$s_{max} :$	<u>336</u>	mm

Sendo:

d : Altura útil da seção.	$d :$	<u>560.70</u>	mm
-----------------------------	-------	---------------	----

O espaçamento transversal s_t entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a seguinte condição:

$$272 \text{ mm} \leq 561 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

s_t : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.	$s_t :$	<u>272</u>	mm
	$s_{t,max} :$	<u>561</u>	mm



Sendo:

d: Altura útil da seção.

d: 560.70 mm

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Cortante na direção Y:

$$0.0016 \geq 0.0012 \quad \checkmark$$

A quantidade ρ_{sw} de armadura transversal não deve ser menor que $\rho_{sw,min}$ (Artigo 17.4.1.1.1).

Onde:

ρ_{sw} : 0.0016

Sendo:

A_{sw}: Área da seção transversal dos estribos.

A_{sw}: 0.94 cm²

b_w: Largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção.

b_w: 600.00 mm

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

s: 100 mm

α: Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

α: 90.0 graus

$\rho_{sw,min}$: 0.0012

Sendo:

f_{ctm}: 29.53 kgf/cm²

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.

f_{ck}: 305.81 kgf/cm²

f_{ywk}: Resistência característica do aço.

f_{ywk}: 5096.84 kgf/cm²

Diâmetro máximo da armadura transversal

O diâmetro dos reforços transversais não deve ser superior a 1/10 da largura da alma (Artigo 18.3.3.2).

$$6.3 \text{ mm} \leq 60.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

b_w: 600 mm

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '2.100 m', para a combinação de hipóteses "Envoltória de momentos mínimos em combinações permanentes".

Deve satisfazer:



$$\eta : \underline{0.032} \checkmark$$

Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{1d} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{-0.471} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-14.720} \text{ t}\cdot\text{m}$$

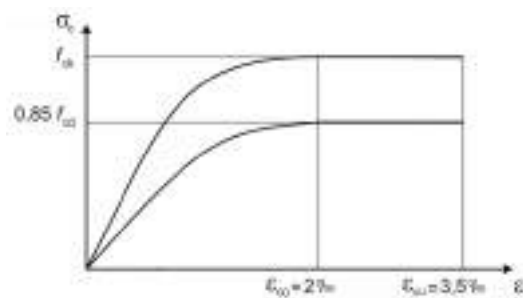
$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- (a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- (b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- (c) A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- (d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c0} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{185.67} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

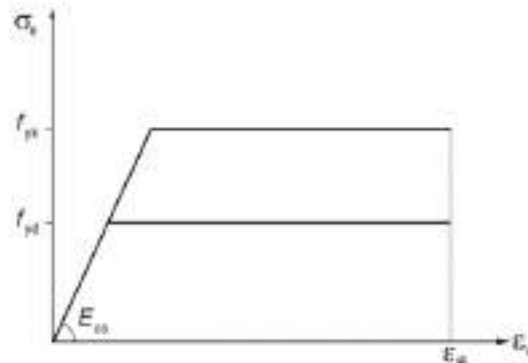
$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$





γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto. $\gamma_c : 1.4$

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$\epsilon_{uk} : 0.0200$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$f_{yd} : 4432.03 \text{ kgf/cm}^2$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$f_{yk} : 5096.84 \text{ kgf/cm}^2$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$\gamma_s : 1.15$

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø12.5	-262.45	262.45	-4432.04	-0.009950
2	Ø12.5	-131.22	262.45	-4432.04	-0.009950
3	Ø12.5	0.00	262.45	-4432.04	-0.009950





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
4	Ø12.5	131.23	262.45	-4432.04	-0.009950
5	Ø12.5	262.45	262.45	-4432.04	-0.009950
6	Ø16	260.70	-260.70	+446.58	+0.000209
7	Ø16	130.35	-260.70	+446.58	+0.000209
8	Ø16	0.00	-260.70	+446.58	+0.000209
9	Ø16	-130.35	-260.70	+446.58	+0.000209
10	Ø16	-260.70	-260.70	+446.58	+0.000209

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	22.700	0.00	-282.51
Cs	4.490	0.00	-260.70
T	27.191	0.00	262.45

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-14.720} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$C_c : \underline{22.700} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{4.490} \text{ t}$$

$$T : \underline{27.191} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-282.51} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-260.70} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{262.45} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0010}$$

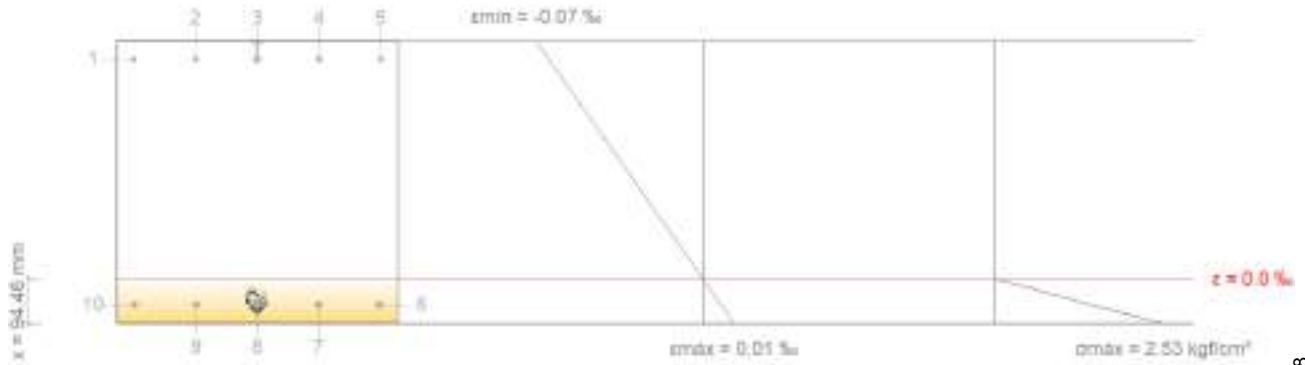
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{136.59} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{4432.04} \text{ kgf/cm}^2$$



Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø12.5	-262.45	262.45	-145.08	-0.000068
2	Ø12.5	-131.22	262.45	-145.08	-0.000068
3	Ø12.5	0.00	262.45	-145.08	-0.000068
4	Ø12.5	131.23	262.45	-145.08	-0.000068
5	Ø12.5	262.45	262.45	-145.08	-0.000068
6	Ø16	260.70	-260.70	+17.10	+0.000008
7	Ø16	130.35	-260.70	+17.10	+0.000008
8	Ø16	0.00	-260.70	+17.10	+0.000008
9	Ø16	-130.35	-260.70	+17.10	+0.000008
10	Ø16	-260.70	-260.70	+17.10	+0.000008

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.718	0.00	-268.49
Cs	0.172	0.00	-260.70
T	0.890	0.00	262.45

$$N_{1d} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{-0.471} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

C_s: Resultante de compressões no aço.

$$C_c : \underline{0.718} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.172} \text{ t}$$





T: Resultante de tração no aço.	T : <u>0.890</u> t
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	e_{cc,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{cc,y} : <u>-268.49</u> mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{cs,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{cs,y} : <u>-260.70</u> mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	e_{T,x} : <u>0.00</u> mm
	e_{T,y} : <u>262.45</u> mm
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ε_{cmax} : <u>0.0000</u>
ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	ε_{smax} : <u>0.0001</u>
σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} : <u>2.53</u> kgf/cm ²
σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} : <u>145.08</u> kgf/cm ²

Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$0.000 \text{ mm} \leq 0.300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

A máxima abertura de fissura é produzida no nó P1, para a combinação de ações PP+CP. O ponto desfavorável da seção transversal encontra-se nas coordenadas X = -262.45 mm, Y = 262.45 mm.

Onde:

W_{max}: Abertura máxima de fissura, definida na tabela 13.3 em função da classe de agressividade ambiental. **W_{max} :** 0.300 mm

Classe de agressividade ambiental: CAA II

W_k: Abertura característica de fissura. Obtém-se do menor dos seguintes valores: **W_k :** 0.000 mm

W_{k1} : 0.000 mm

W_{k2} : 0.009 mm

Sendo:

φ_i: Diâmetro da barra considerada. **φ_i :** 12.50 mm

σ_{si}: Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II. **σ_{si} :** 87.99 kgf/cm²

E_{si}: Módulo de elasticidade do aço da barra considerada. **E_{si} :** 2140672.78 kgf/cm²

ρ_{ri}: Quantidade de armadura passiva na área envolvente A_{cri}. **ρ_{ri} :** 0.0091

Onde:

A_{si}: Área da barra considerada. **A_{si} :** 122.70 mm²

A_{cri}: Área do concreto envolvente da barra considerada. **A_{cri} :** 13544.50 mm²



η_1 : Coeficiente de conformação superficial da armadura considerada.

$$\eta_1 : \frac{2.25}{1}$$

f_{ctm} : Resistência média à tração.

$$f_{ctm} : \frac{29.53}{1} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \frac{305.81}{1} \text{ kgf/cm}^2$$

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes sem considerar a resistência à tração do concreto:

N_{ed}, M_{ed} Esforços atuantes.

N_{ed} : Esforço axial atuante (valores positivos indicam compressão).

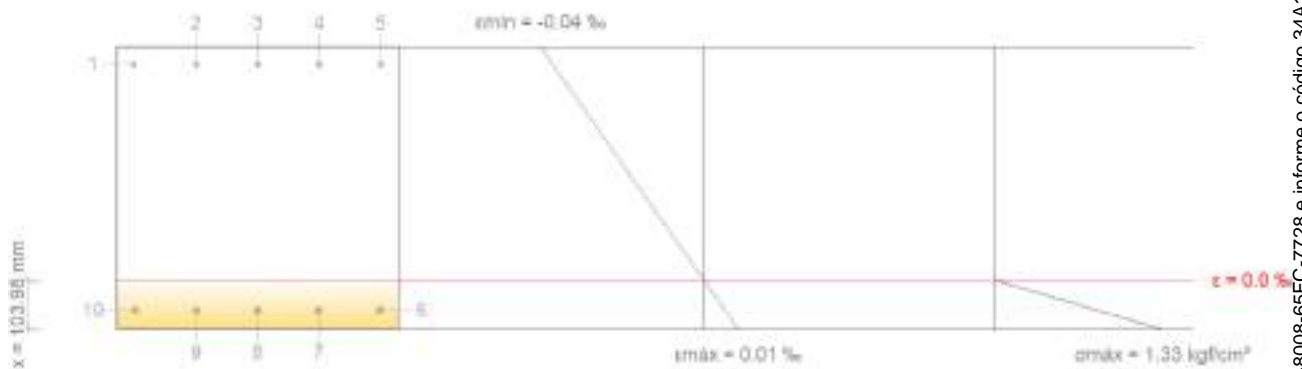
$$N_{ed} : \frac{0.000}{1} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'X'.

$$M_{ed,x} : \frac{0.000}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'Y'.

$$M_{ed,y} : \frac{-0.284}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
1	Ø12.5	-262.45	262.45	-87.99	-0.000041
2	Ø12.5	-131.22	262.45	-87.99	-0.000041
3	Ø12.5	0.00	262.45	-87.99	-0.000041
4	Ø12.5	131.23	262.45	-87.99	-0.000041
5	Ø12.5	262.45	262.45	-87.99	-0.000041

Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$0.000 \text{ mm} \leq 0.300 \text{ mm} \checkmark$$





A máxima abertura de fissura é produzida em um ponto situado a uma distância de 1.200 mm do nó P1, para a combinação de ações PP+CP. O ponto desfavorável da seção transversal encontra-se nas coordenadas $X = 260.70$ mm, $Y = -260.70$ mm.

Onde:

W_{max} : Abertura máxima de fissura, definida na tabela 13.3 em função da classe de agressividade ambiental.

$$W_{max} : \underline{0.300} \text{ mm}$$

Classe de agressividade ambiental: CAA II

W_k : Abertura característica de fissura. Obtém-se do menor dos seguintes valores:

$$W_k : \underline{0.000} \text{ mm}$$

$$W_{k1} : \underline{0.000} \text{ mm}$$

$$W_{k2} : \underline{0.007} \text{ mm}$$

Sendo:

ϕ_i : Diâmetro da barra considerada.

$$\phi_i : \underline{16.00} \text{ mm}$$

σ_{si} : Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II.

$$\sigma_{si} : \underline{70.01} \text{ kgf/cm}^2$$

E_{si} : Módulo de elasticidade do aço da barra considerada.

$$E_{si} : \underline{2140672.78} \text{ kgf/cm}^2$$

ρ_{ri} : Quantidade de armadura passiva na área envolvente A_{cri} .

$$\rho_{ri} : \underline{0.0121}$$

Onde:

A_{si} : Área da barra considerada.

$$A_{si} : \underline{201.10} \text{ mm}^2$$

A_{cri} : Área do concreto envolvente da barra considerada.

$$A_{cri} : \underline{16667.75} \text{ mm}^2$$

η_1 : Coeficiente de conformação superficial da armadura considerada.

$$\eta_1 : \underline{2.25}$$

f_{ctm} : Resistência média à tração.

$$f_{ctm} : \underline{29.53} \text{ kgf/cm}^2$$

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kgf/cm}^2$$

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes sem considerar a resistência à tração do concreto:

N_{ed}, M_{ed} Esforços atuantes.

N_{ed} : Esforço axial atuante (valores positivos indicam compressão).

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{0.364} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Flecha total instantânea para o conjunto das cargas de tipo "Sobrecarga" para a combinação "Característica" de ações

Flecha total instantânea para o conjunto das cargas de tipo "Sobrecarga" para a combinação "Característica" de ações



A flecha máxima produz-se na seção "0.00 m" para a combinação de ações: Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento

$$0.00 \text{ mm} \leq 6.86 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,Q,lim}$: limite estabelecido para a flecha instantânea produzida pelas sobrecargas

$$f_{i,Q,lim} : \underline{6.86} \text{ mm}$$

$$f_{i,Q,lim} = L/350$$

L: comprimento de referência

$$L : \underline{2.40} \text{ m}$$

$f_{i,Q}$: flecha instantânea produzida pelas sobrecargas aplicadas

$$f_{i,Q} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Parcela de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de ações	E_c (kgf/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
1	28 dias	Peso próprio	Peso próprio	273586.40	1080000.00	0.00	0.00	0.00
2	90 dias	Cargas permanentes - Parede interna	Peso próprio+Cargas permanentes Parede interna	303084.12	1080000.00	0.00	0.00	0.00
3	120 dias	Cargas permanentes - Pavimento	Peso próprio+Cargas permanentes Parede interna+Cargas permanentes Pavimento	308498.27	1080000.00	0.00	0.00	0.00
4	12 meses	Sobrecarga, Vento X, Vento Y	Peso próprio+Cargas permanentes Parede interna+Cargas permanentes Pavimento	322507.05	1080000.00	0.00	0.00	0.00

Onde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada no instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantânea total devida ao conjunto de cargas que atuam no instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i , calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1} .

$f_{i,Q,max}$: valor máximo da flecha instantânea devida às sobrecargas de uso produzida até ao instante t_i

E_c : módulo de deformação do concreto





E_c : módulo de deformação secante aos 28 dias

I_e : momento de inércia equivalente da viga para cada parcela de carga

Obtém-se como a mínima inércia das calculadas para todas as possíveis combinações características das cargas aplicadas na referida parcela. Considera-se sempre o valor mais desfavorável calculado até esse instante.

Parcela	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 dias	Peso próprio	1080000.00	1080000.00
2	90 dias	Peso próprio, Cargas permanentes - Parede interna	1080000.00	1080000.00
3	120 dias	Peso próprio, Cargas permanentes - Parede interna, Cargas permanentes - Pavimento	1080000.00	1080000.00
4	12 meses	Peso próprio, Cargas permanentes - Parede interna, Cargas permanentes - Pavimento, Sobrecarga, Vento X, Vento Y	1080000.00	1080000.00

Sendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que atuam a partir do instante t_i

$I_{e,i}$: inércia equivalente da viga considerada para o escalão de carga "i". É o valor desfavorável de todos os calculados até o referido instante.

$I_{e,v,i}$: inércia equivalente da viga calculada para o parcela de carga "i"

Mostra-se, em seguida, o desenvolvimento do valor desfavorável de $I_{e,v}$, que se produz para a parcela de carga "1"

$I_{e,v}$: momento de inércia equivalente da viga para a combinação "Peso próprio"

Calcula-se comparando a viga com um dos casos tipo definidos pela norma em função da lei de momentos resultante. Quando não é possível a comparação com um único caso tipo, interpola-se linearmente entre os mesmos, de forma que a inércia equivalente se possa expressar como combinação das inércias definidas para esses casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e, \text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e, \text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e, \text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e, \text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e, \text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e, \text{caso D2}}$$

$$I_{e,v} : 1080000.00 \text{ cm}^4$$



Onde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplesmente apoiados	Vãos internos de elementos contínuos	Vãos externos com continuidade somente em um dos apoios	Elementos em balanço
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinação para o caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inércia equivalente da seção de centro de vão

$$I_{ec} : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inércia equivalente da seção de extremidade (1)

$$I_{ee1} : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

I_{ee2} : momento de inércia equivalente da seção de extremidade (2)

$$I_{ee2} : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

Calcula-se através da fórmula de Branson:

Seção	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremidade (1)	1080000.00	123265.75	-11.32	-0.33	1080000.00
Centro do vão	1080000.00	188713.63	11.49	0.31	1080000.00
Extremidade (2)	1080000.00	123265.75	-11.32	-0.33	1080000.00

Sendo:

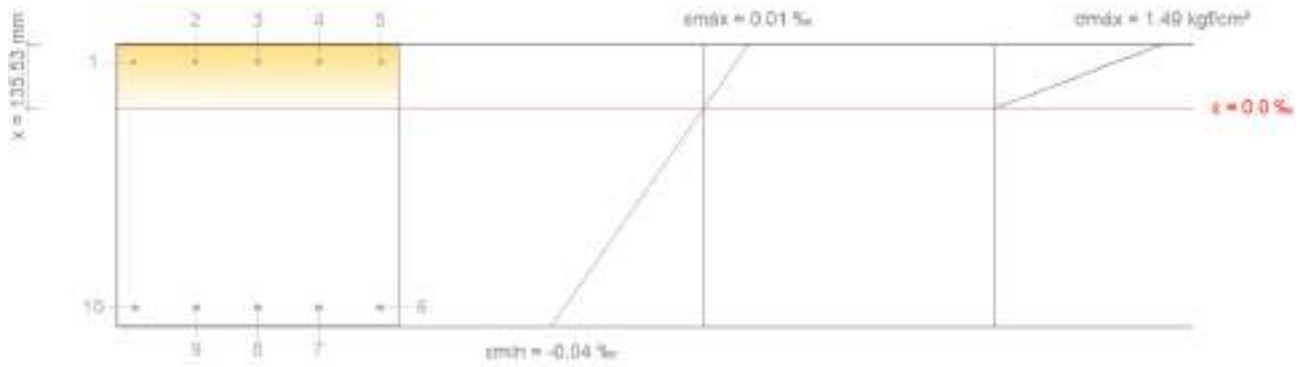
I_b : momento de inércia da seção bruta

I_f : momento de inércia da seção fissurada

M_f : momento de fissuração da seção

M_a : momento fletor aplicado na seção





Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm ²)	ϵ
6	Ø16	260.70	-260.70	-70.01	-0.000033
7	Ø16	130.35	-260.70	-70.01	-0.000033
8	Ø16	0.00	-260.70	-70.01	-0.000033
9	Ø16	-130.35	-260.70	-70.01	-0.000033
10	Ø16	-260.70	-260.70	-70.01	-0.000033



1.5 RAMPA MARGEM ESQUERDA

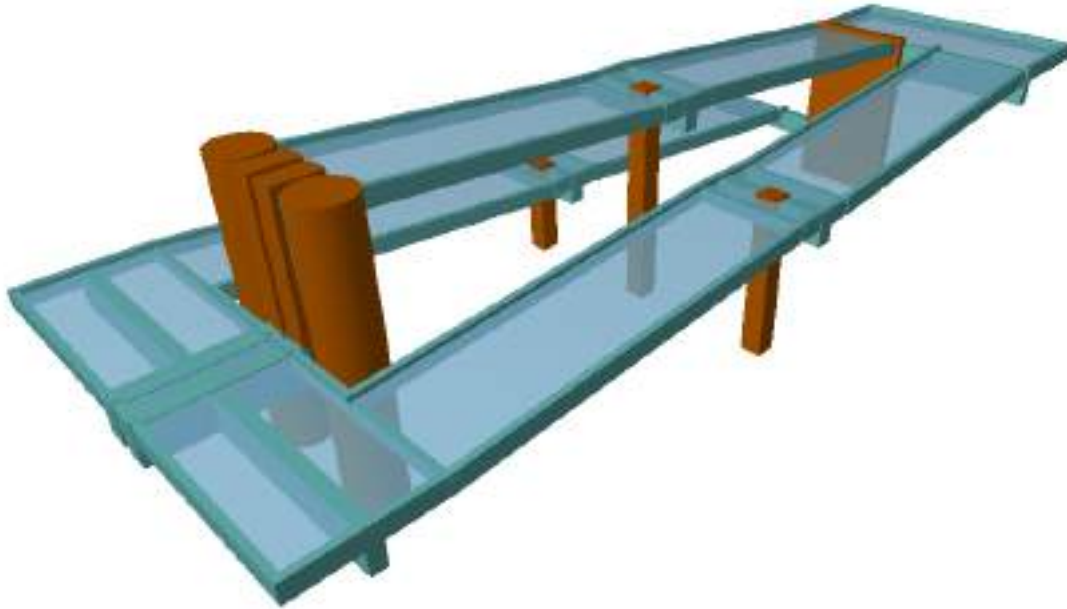


Figura 4 – Vista isométrica da Rampa Margem Esquerda da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê.

DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

Projeto: Passarela Tiete - Rampa Esquerda

Chave: TIETE-RAMPA ESQUERDA

NORMAS CONSIDERADAS

Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Aços dobrados: NBR 14762: 2001

Aços laminados e soldados: NBR8800

Categoria de uso: Edificações residenciais

AÇÕES CONSIDERADAS

Verticais

Piso	S.C.U (t/m ²)	C. permanentes (t/m ²)
Piso 2	0.51	0.15
Piso 1	0.51	0.05
Fundação	0.00	0.00

Vento

Sem ação de vento



Sismo

Sem ação de sismo

Hipóteses/ações de carga

Automáticas	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga
-------------	--

ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Util Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
Deslocamentos	Ações características

SITUAÇÕES DE PROJETO

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- **Com coeficientes de combinação**

- **Sem coeficientes de combinação**

- Onde:

G_k Ação permanente

P_k Ação de pré-esforço

Q_k Ação variável

γ_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

γ_P Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

$\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal

$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Coeficientes parciais de segurança (γ) e coeficientes de combinação (ψ)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014



Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.400	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500

E.L.Util Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.400	0.300

Deslocamentos

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Combinações

■ Nomes das ações

PP Peso próprio

CP Cargas permanentes

Qa Sobrecarga

■ E.L.U. Concreto

■ E.L.U. Concreto em fundações

Comb.	PP	CP	Qa
1	1.000	1.000	
2	1.400	1.400	
3	1.000	1.000	1.400
4	1.400	1.400	1.400

■ E.L.Util Fissuração. Concreto

Comb.	PP	CP	Qa
1	1.000	1.000	
2	1.000	1.000	0.400



■ Deslocamentos

Comb.	PP	CP	Qa
1	1.000	1.000	
2	1.000	1.000	1.000

DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
2	Piso 2	2	Piso 2	3.00	6.18
1	Piso 1	1	Piso 1	3.18	3.18
0	Fundação				0.00

DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio
P1	(0.00, 0.00)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P2	(9.35, 0.00)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P5	(18.10, -0.35)	1-2	Sem vinculação exterior	0.0	Centro	
P6	(18.10, 0.35)	1-2	Sem vinculação exterior	0.0	Centro	
P7	(18.10, -1.30)	0-2	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P8	(18.10, 1.30)	0-2	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P9	(9.10, 3.35)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.00
P10	(9.10, -3.85)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.00



DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

P1						
Pis o	Dimensõe s (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
1	30x270	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

P2, P9, P10						
Pis o	Dimensõe s (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
1	50x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

P5, P6						
Pis o	Dimensõe s (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
2	100x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

P7, P8						
Pis o	Dimensõe s (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
2	Ø120	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
1	Ø120	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

MATERIAIS UTILIZADOS

Concretos

Elemento	Concreto	f_{ck} (kgf/cm ²)	γ_c	Agregado		E_c (kgf/cm ²)
				Natureza	Tamanho máximo (mm)	
Pisos	C30, em geral	306	1.40	Granito	15	273578
Pilares e pilares-paredes	C30, em geral	306	1.40	Granito	15	273578
Cortinas	C25, em geral	255	1.40	Granito	15	246177



Aços por elemento

Aços em barras

Elemento	Aço	f_{yk} (kgf/cm ²)	γ_s
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm ²)	Módulo de elasticidade (kgf/cm ²)
Aço dobrado	A-36	2548	2089704
Aço laminado	A-36	2548	2100000

ARM.PILARES E PILARES PAREDES

Pilares

Armadura de pilares												
Concreto: C30, em geral												
Pilar	Geometria			Armaduras							Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras			Estribos		Espaçamento (cm)			
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾				
P1	Piso 1	30x270	1.72/3.74	4Ø16	-	20Ø16	0.60	6eØ6.3	15	-	Passa ⁽²⁾	
			0.00/1.12				0.60	6eØ6.3	15	-	Passa ⁽²⁾	
	Fundação	-	-	4Ø16	-	20Ø16	0.60	2eØ6.3+X2rØ6.3	-	13.9	Passa	
P2	Piso 1	50x50	0.00/4.97	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	10	13.6	Passa	
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3	-	13.6	Passa	
P5	Piso 2	100x50	5.97/6.18	4Ø25	12Ø12.5	8Ø25	1.47	1eØ8+1eØ8+Y2rØ8	10	0.0	Passa	
			3.18/4.32				1.47	1eØ8+1eØ8+Y2rØ8	10	59.3	Passa	
	Piso 1	-	-	4Ø25	12Ø12.5	8Ø25	1.47	1eØ8	-	59.3	Passa	
P6	Piso 2	100x50	5.97/6.18	4Ø25	12Ø12.5	8Ø25	1.47	1eØ8+1eØ8+Y2rØ8	10	0.0	Passa	
			3.18/4.32				1.47	1eØ8+1eØ8+Y2rØ8	10	64.3	Passa	
	Piso 1	-	-	4Ø25	12Ø12.5	8Ø25	1.47	1eØ8+X2rØ8+Y2rØ8	-	64.3	Passa	
P7	Piso 2	Diâmetro 120	6.05/6.18	32Ø16			0.57	1eØ6.3	10	0.0	Passa	
	Piso 1	Diâmetro 120	0.00/4.32	32Ø16			0.57	1eØ6.3	10	4.7	Passa	



Armadura de pilares												
Concreto: C30, em geral												
Pilar	Planta	Geometria		Barras					Armaduras		Aprov. (%)	Estado
		Dimensões (cm)	Tramo (m)	Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçamento (cm)			
	Fundação	-	-	32Ø16	-	-	0.57	1eØ6.3	-	4.7	Passa	
P8	Piso 2	Diâmetro 120	6.05/6.18	32Ø16			0.57	1eØ6.3	10	0.0	Passa	
	Piso 1	Diâmetro 120	0.00/4.32	32Ø16			0.57	1eØ6.3	10	4.3	Passa	
	Fundação	-	-	32Ø16	-	-	0.57	1eØ6.3	-	4.3	Passa	
P9	Piso 1	50x50	0.00/3.51	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	10	27.0	Passa	
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3	-	21.7	Passa	
P10	Piso 1	50x50	0.00/2.05	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	10	53.9	Passa	
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3	-	24.1	Passa	

Notas:
⁽¹⁾ e = estribo, r = ramo
⁽²⁾ Não passa: 'Disposições relativas às armaduras' (Dimensões mínimas)

ESFORÇOS EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

■ Tramo: Nível inicial / nível final do tramo entre pisos.

■ Nota:

Esforços em relação aos eixos locais do pilar.

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.					
					N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)
P1	Piso 1	30x270	1.72/3.74	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	39.43	1.38	3.41	1.99	21.26	0.00	35.35	2.63	-	-	21.26	0.00
					2.08	0.10	0.21	0.14	1.28	0.00	2.08	0.18	-2.38	0.14	1.28	0.00
P1	Piso 1	30x270	0.00/1.12	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	51.30	1.26	32.55	0.03	-	0.00	49.03	1.30	31.52	0.03	-	-
					2.58	0.08	1.96	0.01	0.06	0.00	2.58	0.09	1.90	0.01	0.06	0.00
P2	Piso 1	50x50	0.00/4.97	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	22.47	0.17	0.11	0.13	0.05	0.00	19.37	0.48	-0.11	0.13	0.05	0.00
					1.24	0.01	0.07	0.01	0.00	0.00	1.24	0.03	-0.01	0.01	0.00	0.00
P5	Piso 2	100x50	5.97/6.18	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
P5	Piso 2	100x50	5.97/6.18	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-





Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.						
					N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)	
			3.18/4.32	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	- 21.68 -1.12 11.16	30.18 1.52 15.19	- 0.32 0.02 0.20	9.90 0.48 4.78	0.04 0.00 0.01 0.09	0.00 0.00 0.00	23.10 -1.12 11.16	18.92 0.98 9.75	-0.27 -0.01 -0.09	9.90 0.48 4.78	0.04 0.01 0.09	0.00 0.00 0.00	
P6	Piso 2	100x50	5.97/6.18	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	0.26 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	-0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 -0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	
			3.18/4.32	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	24.40 -1.29 12.90	32.04 1.64 16.37	0.36 0.02 0.22	10.61 0.52 5.23	0.10 0.00 0.01	0.00 0.00 0.00	25.82 -1.29 12.90	19.96 1.04 10.42	0.47 0.02 0.21	10.61 0.52 5.23	0.10 0.00 0.01	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
P7	Piso 2	Ø120	6.05/6.18	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	0.37 -0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 -0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 -0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	
	Piso 1	Ø120	0.00/4.32	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	50.29 1.55 15.46	0.47 0.03 0.34	2.65 0.14 1.41	0.69 0.04 0.42	1.38 0.07 0.72	0.01 0.00 0.00	38.08 1.55 15.46	3.44 0.22 2.15	-3.30 -0.17 -1.68	0.69 0.04 0.42	1.38 0.07 0.72	0.01 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
P8	Piso 2	Ø120	6.05/6.18	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	0.37 -0.00 -0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	-0.00 -0.00 -0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00	
	Piso 1	Ø120	0.00/4.32	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	48.25 1.42 14.22	0.48 0.04 0.34	0.18 0.01 0.11	0.70 0.04 0.43	0.29 0.00 0.05	0.01 0.00 0.00	36.04 1.42 14.22	3.51 0.22 2.19	1.07 0.03 0.32	0.70 0.04 0.43	0.29 0.00 0.05	0.01 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
P9	Piso 1	50x50	0.00/3.51	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	25.82 1.52 15.14	1.50 0.10 0.97	2.65 0.16 1.62	0.89 0.06 0.58	1.76 0.11 1.08	0.00 0.00 0.00	23.63 1.52 15.14	1.64 0.11 1.07	-3.53 -0.22 -2.16	0.89 0.06 0.58	1.76 0.11 1.08	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
P10	Piso 1	50x50	0.00/2.05	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	26.59 1.62 16.20	1.02 0.07 0.66	3.49 0.21 2.14	0.66 0.04 0.43	3.82 0.23 2.34	0.00 0.00 0.00	25.31 1.62 16.20	0.34 0.02 0.22	4.34 0.27 2.66	0.66 0.04 0.43	3.82 0.23 2.34	0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00

ARRANQUES EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

■ Nota:

Esforços em relação aos eixos locais do pilar.

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P1	Peso próprio	51.30	1.26	32.55	-0.03	0.93	-0.00
	Cargas permanentes	2.58	0.08	1.96	-0.01	0.06	-0.00
	Sobrecarga	25.77	0.78	19.60	-0.08	0.57	-0.00





Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P2	Peso próprio	22.47	-0.17	0.11	-0.13	0.05	-0.00
	Cargas permanentes	1.24	-0.01	0.01	-0.01	0.00	-0.00
	Sobrecarga	12.34	-0.12	0.07	-0.09	0.03	-0.00
P7	Peso próprio	50.29	0.47	2.65	-0.69	1.38	-0.01
	Cargas permanentes	1.55	0.03	0.14	-0.04	0.07	-0.00
	Sobrecarga	15.46	0.34	1.41	-0.42	0.72	-0.00
P8	Peso próprio	48.25	0.48	-0.18	-0.70	-0.29	-0.01
	Cargas permanentes	1.42	0.04	0.01	-0.04	-0.00	-0.00
	Sobrecarga	14.22	0.34	0.11	-0.43	-0.05	-0.00
P9	Peso próprio	25.82	1.50	2.65	0.89	1.76	-0.00
	Cargas permanentes	1.52	0.10	0.16	0.06	0.11	-0.00
	Sobrecarga	15.14	0.97	1.62	0.58	1.08	-0.00
P10	Peso próprio	26.59	1.02	-3.49	0.66	-3.82	-0.00
	Cargas permanentes	1.62	0.07	-0.21	0.04	-0.23	-0.00
	Sobrecarga	16.20	0.66	-2.14	0.43	-2.34	-0.00

DESFAV. PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

Pilares

Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Natureza	Esforços desfavoráveis					Desfavorável	Apro v. (%)	Estado
					N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)			
P1	Piso 1 (1.72 - 4.735 m)	30x270	Ext.Superior	AP	37.43	41.81	2.81	-2.13	22.54	Disp.	-	Passa
				AP, SCU	81.51	91.79	6.40	-4.88	49.50	Q	67.4	Passa
			Ext.Inferior	AP	41.51	-3.61	-1.48	-2.13	22.54	Disp.	-	Passa
				AP, SCU	87.22	-7.95	-3.43	-4.88	49.50	Q	54.9	Passa
	Piso 1 (0 - 1.72 m)	30x270	Ext.Superior	AP	51.61	-33.42	-1.39	0.04	0.98	Disp.	-	Passa
				AP, SCU	108.34	-73.33	-3.16	0.17	2.17	N,M	13.6	Passa
Fundação	30x270	Elemento de Fundação	AP	53.88	-34.52	-1.34	0.04	0.98	Disp.	-	Passa	
			AP, SCU	111.52	-75.76	-2.97	0.17	2.17	N,M	13.9	Passa	
P2	Piso 1 (0 - 5.365 m)	50x50	Ext.Superior	AP, SCU	46.12	0.26	-1.17	0.32	0.11	N,M	12.4	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	50.46	-0.26	0.42	0.32	0.11	N,M	13.6	Passa
	Fundação	50x50	Elemento de Fundação	AP, SCU	50.46	-0.26	0.42	0.32	0.11	N,M	13.6	Passa
P5	Piso 2 (5.968 - 6.18 m)	100x50	Ext.Superior	AP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Disp.	-	Passa
			Ext.Inferior	AP	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	N,M	< 0.1	Passa
	Piso 2 (3.18 - 5.968 m)	100x50	Ext.Superior	AP, SCU	-49.52	0.51	-41.50	-21.22	0.21	Q	54.9	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	-47.53	0.75	-65.65	-21.22	0.21	N,M	59.3	Passa
	Fundação	100x50	Elemento de Fundação	AP, SCU	-47.53	0.75	-65.65	-21.22	0.21	N,M	59.3	Passa
P6	Piso 2 (5.968 - 6.18 m)	100x50	Ext.Superior	AP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Disp.	-	Passa
			Ext.Inferior	AP	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	N,M	< 0.1	Passa



Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Natureza	Esforços desfavoráveis					Desfavorável	Aprov. (%)	Estado
					N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)			
	Piso 2 (3.18 - 5.968 m)	100x50	Ext.Superior	AP, SCU	-56.02	-0.98	-43.99	22.91	0.12	Q	59.2	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	-54.03	-0.85	-70.07	22.91	0.12	N,M	64.3	Passa
	Fundação	100x50	Elemento de Fundação	AP, SCU	-54.03	-0.85	-70.07	22.91	0.12	N,M	64.3	Passa
P7	Piso 2 (6.051 - 6.18 m)	Diâmetro 120	Ext.Superior	AP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Disp.	-	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00	N,M	< 0.1	Passa
	Piso 1 (0 - 6.051 m)	Diâmetro 120	Ext.Superior	AP, SCU	77.12	7.21	-8.13	1.61	3.03	N,M	4.6	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	94.21	-5.88	-1.18	1.61	3.03	N,M	4.7	Passa
	Fundação	Diâmetro 120	Elemento de Fundação	AP, SCU	94.21	-5.88	-1.18	1.61	3.03	N,M	4.7	Passa
P8	Piso 2 (6.051 - 6.18 m)	Diâmetro 120	Ext.Superior	AP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Disp.	-	Passa
			Ext.Inferior	AP	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00	N,M	< 0.1	Passa
	Piso 1 (0 - 6.051 m)	Diâmetro 120	Ext.Superior	AP, SCU	72.36	-1.99	-8.28	1.64	-0.48	N,M	4.1	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	89.45	0.09	-1.20	1.64	-0.48	N,M	4.3	Passa
	Fundação	Diâmetro 120	Elemento de Fundação	AP, SCU	89.45	0.09	-1.20	1.64	-0.48	N,M	4.3	Passa
P9	Piso 1 (0 - 3.91 m)	50x50	Ext.Superior	AP, SCU	56.40	8.27	3.95	-2.15	4.12	Q	27.0	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	59.47	-6.20	-3.60	-2.15	4.12	Q	26.4	Passa
	Fundação	50x50	Elemento de Fundação	AP, SCU	59.47	-6.20	-3.60	-2.15	4.12	N,M	21.7	Passa
P10	Piso 1 (0 - 2.45 m)	50x50	Ext.Superior	AP, SCU	60.38	-10.17	0.81	-1.59	-8.95	Q	53.9	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	62.18	8.18	-2.46	-1.59	-8.95	Q	53.9	Passa
	Fundação	50x50	Elemento de Fundação	AP, SCU	62.18	8.18	-2.46	-1.59	-8.95	N,M	24.1	Passa

Notas:
 Disp.: Disposições relativas às armaduras
 Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante
 N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais

SOMATÓRIO DE ESFORÇOS EM PILARES, PAREDES E MUROS/CORTINAS POR AÇÕES E PISO

- Somente são levados em conta os esforços de pilares, muros e paredes. Se a obra tem vigas com vinculação externa, vigas inclinadas, diagonais ou estruturas 3D integradas, os esforços dos referidos elementos não serão mostrados no relatório a seguir.
- Este relatório é útil para se conhecer as cargas atuantes no nível da cota da base dos pilares sobre um piso. Para casos tais como pilares apoiados tracionados, os esforços terão a influência não só das cargas atuantes provenientes dos pisos superiores, mas também das cargas que recebe de pisos inferiores.





Resumido

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
Piso 1	3.18	Peso próprio	-45.34	-882.9	-0.99	-20.51	0.14	2.80
		Cargas permanentes	-2.41	-46.77	-0.06	-1.00	0.01	0.17
		Sobrecarga	-24.06	-467.0	-0.64	-10.01	0.08	1.68
Fundação	0.00	Peso próprio	224.73	2479.2	-39.71	-0.00	0.00	0.00
		Cargas permanentes	9.94	94.46	-2.61	-0.00	0.00	0.00
		Sobrecarga	99.12	942.41	-26.09	-0.00	0.00	0.00

ARM. VIGAS

Frame 1

Frame 1		Tramo: V-101		
Corte		15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-0.48	-1.17	-2.68
	x [m]	0.78	1.65	2.55
Momento máx.	[t·m]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	-0.05	-0.16	-0.80
	x [m]	0.78	1.65	2.53
Esforço cortante máx.	[t]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Torção mín.	[t]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Torção máx.	[t]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45
		Nec.	1.04	1.04
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74
F. Sobrecarga		1.76 mm, L/2903 (L: 5.10 m)		
F. Ativa		3.52 mm, L/1447 (L: 5.10 m)		
F. no tempo infinito		3.52 mm, L/1449 (L: 5.10 m)		





Frame 2

Frame 2		Tramo: V-102			Tramo: V-103			Tramo: V-104		
Corte		15x40			15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-1.41	--	-2.48	-2.85	-2.91	-2.92	-3.05	-3.09	-3.03
x	[m]	0.21	--	8.33	0.18	0.35	0.47	0.15	0.28	0.41
Momento máx.	[t·m]	1.84	2.30	1.61	--	--	--	--	--	--
x	[m]	2.71	3.96	5.58	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	-3.78	-0.51	-1.16	-0.87	-0.73	-0.30	-0.96	-0.53	-0.21
x	[m]	0.00	5.46	7.71	0.00	0.22	0.37	0.00	0.18	0.41
Esforço cortante máx.	[t]	1.20	0.71	--	--	--	0.13	--	--	--
x	[m]	1.21	2.83	--	--	--	0.55	--	--	--
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23
		Nec.	1.04	0.00	1.69	1.91	1.91	1.91	2.03	2.03
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	1.64
		Nec.	1.30	1.50	1.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		1.68 mm, L/4947 (L: 8.33 m)			0.43 mm, L/4118 (L: 1.79 m)			0.51 mm, L/3475 (L: 1.79 m)		
F. Ativa		4.41 mm, L/1890 (L: 8.33 m)			0.92 mm, L/1948 (L: 1.80 m)			1.10 mm, L/1637 (L: 1.80 m)		
F. no tempo infinito		5.44 mm, L/1532 (L: 8.33 m)			0.96 mm, L/1906 (L: 1.83 m)			1.15 mm, L/1586 (L: 1.83 m)		

Frame 2		Tramo: V-105		
Corte		15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-2.89	--	-2.50
x	[m]	0.00	--	8.58
Momento máx.	[t·m]	2.08	3.36	3.15
x	[m]	2.77	4.90	5.77
Esforço cortante mín.	[t]	-0.16	-1.56	-6.06
x	[m]	2.77	5.65	8.58





Frame 2		Tramo: V-105		
Corte		15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Esforço cortante máx.	[t]	0.35	--	--
	x [m]	0.90	--	--
Torçor mín.	[t]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Torçor máx.	[t]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45
		Nec.	1.95	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45
		Nec.	1.54	2.22
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74
F. Sobrecarga		6.31 mm, L/1326 (L: 8.37 m)		
F. Ativa		13.26 mm, L/630 (L: 8.36 m)		
F. no tempo infinito		13.32 mm, L/625 (L: 8.33 m)		

Frame 3

Frame 3		Tramo: V-106		
Corte		15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-4.11	--	-1.63
	x [m]	0.00	--	8.33
Momento máx.	[t·m]	1.91	2.80	2.42
	x [m]	2.71	4.46	5.58
Esforço cortante mín.	[t]	--	-0.59	-1.42
	x [m]	--	5.46	7.71
Esforço cortante máx.	[t]	4.39	0.82	--
	x [m]	0.00	2.83	--
Torçor mín.	[t]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Torçor máx.	[t]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45
		Nec.	2.76	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45
		Nec.	1.40	1.84
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16



Frame 3			Tramo: V-106		
Corte			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			3.60 mm, L/2315 (L: 8.33 m)		
F. Ativa			8.24 mm, L/1011 (L: 8.33 m)		
F. no tempo infinito			9.21 mm, L/904 (L: 8.33 m)		

Frame 4

Frame 4			Tramo: V-107			Tramo: V-108			Tramo: V-109		
Corte			15x40			15x40			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-2.40	-2.55	-2.64	-2.67	-2.19	-1.98	-1.71	--	-3.23
x	[m]		0.18	0.35	0.47	0.03	0.18	0.41	0.00	--	7.42
Momento máx.	[t·m]		--	--	--	--	--	--	1.64	2.07	1.47
x	[m]		--	--	--	--	--	--	2.40	3.65	5.02
Esforço cortante mín.	[t]		-0.99	-0.84	-0.52	--	--	--	--	-0.79	-3.51
x	[m]		0.00	0.22	0.37	--	--	--	--	4.90	7.42
Esforço cortante máx.	[t]		--	--	--	0.35	0.63	0.77	1.18	0.50	--
x	[m]		--	--	--	0.15	0.29	0.48	0.65	2.52	--
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	1.72	1.72	1.72	1.75	1.75	1.43	1.18	0.00	2.15
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.17	1.34	1.07
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			0.19 mm, L/11336 (L: 2.15 m)			0.24 mm, L/8777 (L: 2.15 m)			0.96 mm, L/7090 (L: 6.84 m)		
F. Ativa			0.52 mm, L/4151 (L: 2.15 m)			0.67 mm, L/3215 (L: 2.15 m)			2.64 mm, L/2592 (L: 6.84 m)		
F. no tempo infinito			0.65 mm, L/3322 (L: 2.15 m)			0.83 mm, L/2575 (L: 2.15 m)			3.31 mm, L/2070 (L: 6.85 m)		





Frame 5

Frame 5		Tramo: V-110			Tramo: V-111			
Corte		50x80			50x80			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-43.76	-43.76	-38.50	-30.67	-6.89	--	
x	[m]	0.00	0.00	0.10	0.00	0.83	--	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	2.25	2.46	
x	[m]	--	--	--	--	1.58	1.70	
Esforço cortante mín.	[t]	--	--	--	--	--	-1.61	
x	[m]	--	--	--	--	--	2.45	
Esforço cortante máx.	[t]	52.63	52.63	52.45	32.69	19.99	2.65	
x	[m]	0.00	0.00	0.10	0.00	0.83	1.70	
Torçor mín.	[t]	-0.85	-0.85	-0.85	--	--	--	
x	[m]	0.00	0.00	0.10	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	39.27	39.27	39.27	39.27	39.27	29.70
		Nec.	14.83	14.83	14.83	10.41	8.88	1.30
Área Inf.	[cm ²]	Real	8.59	8.59	8.59	8.59	8.59	8.59
		Nec.	0.00	6.90	0.00	0.67	6.90	6.90
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06
		Nec.	6.38	6.38	6.32	5.79	5.79	5.79
F. Sobrecarga		0.00 mm, <L/1000 (L: 2.75 m)			0.01 mm, L/129764 (L: 1.70 m)			
F. Ativa		0.02 mm, L/138484 (L: 2.75 m)			0.06 mm, L/49521 (L: 2.75 m)			
F. no tempo infinito		0.03 mm, L/82996 (L: 2.75 m)			0.10 mm, L/28799 (L: 2.75 m)			

Frame 6

Frame 6		Tramo: V-112			Tramo: V-113		
Corte		50x80			50x80		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-42.58	-42.58	-37.98	-30.94	-7.79	--
x	[m]	0.00	0.00	0.10	0.00	0.83	--
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	1.60	1.91
x	[m]	--	--	--	--	1.58	1.70
Esforço cortante mín.	[t]	--	--	--	--	--	-1.25
x	[m]	--	--	--	--	--	2.45





Frame 6		Tramo: V-112			Tramo: V-113		
Corte		50x80			50x80		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Esforço cortante máx.	[t]	46.13	46.13	45.95	30.83	19.79	3.27
	x [m]	0.00	0.00	0.10	0.00	0.83	1.70
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--
	x [m]	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]	0.75	0.75	0.75	--	--	--
	x [m]	0.00	0.00	0.10	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	39.27	39.27	39.27	39.27	39.27
		Nec.	14.24	14.24	14.24	10.45	9.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	8.59	8.59	8.59	8.59	8.59
		Nec.	0.00	6.90	0.00	0.48	6.90
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06
		Nec.	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79
F. Sobrecarga		0.00 mm, <L/1000 (L: 2.75 m)			0.02 mm, L/137142 (L: 2.21 m)		
F. Ativa		0.02 mm, L/121768 (L: 2.75 m)			0.07 mm, L/42102 (L: 2.75 m)		
F. no tempo infinito		0.04 mm, L/74665 (L: 2.75 m)			0.11 mm, L/25133 (L: 2.75 m)		

Frame 7

Frame 7		Tramo: V-114			Tramo: V-115		
Corte		15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-0.41	-1.06	-2.53	-4.25	--	-1.62
	x [m]	0.78	1.65	2.55	0.00	--	8.33
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	1.92	2.81	2.43
	x [m]	--	--	--	2.71	4.46	5.58
Esforço cortante mín.	[t]	-0.16	-0.45	-1.56	--	-0.44	-1.27
	x [m]	0.78	1.65	2.55	--	5.46	7.71
Esforço cortante máx.	[t]	--	--	--	4.64	0.97	--
	x [m]	--	--	--	0.00	2.83	--
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--
	x [m]	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--
	x [m]	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	3.68	2.45
		Nec.	1.04	1.04	2.40	2.88	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	1.40	1.84
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16



Frame 7			Tramo: V-114			Tramo: V-115		
Corte			15x40			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			1.48 mm, L/3452 (L: 5.10 m)			3.30 mm, L/2527 (L: 8.33 m)		
F. Ativa			3.04 mm, L/1676 (L: 5.10 m)			7.66 mm, L/1087 (L: 8.33 m)		
F. no tempo infinito			3.13 mm, L/1628 (L: 5.10 m)			8.65 mm, L/963 (L: 8.33 m)		

Frame 8

Frame 8			Tramo: V-116			Tramo: V-117			Tramo: V-118		
Corte			15x40			15x40			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-2.37	-2.51	-2.61	-2.64	-2.17	-1.97	-1.70	--	-3.18
x	[m]		0.18	0.35	0.47	0.03	0.18	0.41	0.00	--	7.42
Momento máx.	[t·m]		--	--	--	--	--	--	1.64	2.06	1.46
x	[m]		--	--	--	--	--	--	2.40	3.65	5.02
Esforço cortante mín.	[t]		-0.87	-0.73	-0.42	--	--	--	--	-0.73	-3.40
x	[m]		0.00	0.22	0.37	--	--	--	--	4.90	7.42
Esforço cortante máx.	[t]		--	--	--	0.39	0.68	0.82	1.23	0.55	--
x	[m]		--	--	--	0.15	0.29	0.48	0.65	2.52	--
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	1.70	1.70	1.70	1.73	1.73	1.42	1.17	0.00	2.11
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.34	1.07
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			0.18 mm, L/11559 (L: 2.13 m)			0.24 mm, L/8988 (L: 2.13 m)			0.96 mm, L/7113 (L: 6.86 m)		
F. Ativa			0.50 mm, L/4230 (L: 2.13 m)			0.65 mm, L/3290 (L: 2.13 m)			2.64 mm, L/2598 (L: 6.87 m)		
F. no tempo infinito			0.63 mm, L/3387 (L: 2.12 m)			0.81 mm, L/2636 (L: 2.12 m)			3.31 mm, L/2075 (L: 6.87 m)		





Frame 9

Frame 9		Tramo: V-119			
Corte		15x40			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	--	--	-2.92	
x	[m]	--	--	8.33	
Momento máx.	[t·m]	3.21	3.33	2.01	
x	[m]	2.70	3.45	5.58	
Esforço cortante mín.	[t]	--	-0.32	-0.92	
x	[m]	--	5.45	7.45	
Esforço cortante máx.	[t]	1.46	0.89	--	
x	[m]	0.95	2.83	--	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	1.99
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45
		Nec.	2.16	2.20	1.49
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		9.61 mm, L/867 (L: 8.33 m)			
F. Ativa		18.73 mm, L/445 (L: 8.33 m)			
F. no tempo infinito		17.97 mm, L/463 (L: 8.33 m)			

Frame 10

Frame 10		Tramo: V-120			Tramo: V-121		
Corte		15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-3.79	-3.83	-3.83	-3.86	-3.94	-3.97
x	[m]	0.18	0.22	0.47	0.03	0.22	0.28
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	-0.59	-0.42	--	-0.91	-0.55	-0.23
x	[m]	0.00	0.22	--	0.00	0.15	0.28





Frame 10			Tramo: V-120			Tramo: V-121		
Corte			15x40			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Esforço cortante máx.	[t]		--	--	0.48	--	--	--
	x	[m]	--	--	0.55	--	--	--
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	2.54	2.54	2.54	2.64	2.64	2.64
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			0.55 mm, L/2475 (L: 1.35 m)			0.48 mm, L/2835 (L: 1.35 m)		
F. Ativa			1.14 mm, L/1188 (L: 1.35 m)			0.99 mm, L/1361 (L: 1.35 m)		
F. no tempo infinito			1.10 mm, L/1232 (L: 1.35 m)			0.96 mm, L/1411 (L: 1.35 m)		

Frame 11

Frame 11			Tramo: V-122		
Corte			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-3.20	--	-2.35
	x	[m]	0.00	--	8.66
Momento máx.	[t·m]		1.83	3.24	3.07
	x	[m]	2.85	5.10	5.85
Esforço cortante mín.	[t]		-0.18	-1.57	-5.98
	x	[m]	2.85	5.72	8.66
Esforço cortante máx.	[t]		0.37	--	--
	x	[m]	0.97	--	--
Torçor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.36	0.40	2.07
		Nec.	2.14	0.00	1.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.42	2.42	2.42
		Nec.	1.40	2.16	2.11
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	1.90	1.90	1.90



Frame 11			Tramo: V-122		
Corte			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
		Nec.	1.45	1.45	1.45
F. Sobrecarga			7.77 mm, L/1114 (L: 8.66 m)		
F. Ativa			15.47 mm, L/560 (L: 8.66 m)		
F. no tempo infinito			15.04 mm, L/576 (L: 8.66 m)		

Frame 12

Frame 12			Tramo: V-123		
Corte			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		--	--	-3.42
x	[m]		--	--	8.33
Momento máx.	[t·m]		3.20	3.35	2.05
x	[m]		2.70	3.45	5.58
Esforço cortante mín.	[t]		-0.30	-1.51	-2.07
x	[m]		2.70	5.45	7.45
Esforço cortante máx.	[t]		0.92	--	--
x	[m]		0.00	--	--
Torçor mín.	[t]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	2.38
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45
		Nec.	2.17	2.21	1.52
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			9.50 mm, L/877 (L: 8.33 m)		
F. Ativa			18.59 mm, L/448 (L: 8.33 m)		
F. no tempo infinito			17.96 mm, L/464 (L: 8.33 m)		

Frame 13

Frame 13		Tramo: V-124			Tramo: V-125		
Corte		15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-4.71	-4.87	-4.95	-5.08	-5.14	-5.16
x	[m]	0.18	0.35	0.47	0.03	0.22	0.28





Frame 13		Tramo: V-124			Tramo: V-125			
Corte		15x40			15x40			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	-1.46	-1.16	-0.38	-0.39	--	--	
x	[m]	0.00	0.22	0.37	0.00	--	--	
Esforço cortante máx.	[t]	--	--	0.44	--	0.83	1.44	
x	[m]	--	--	0.55	--	0.22	0.40	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	3.34	3.34	3.34	3.50	3.50	3.50
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.75 mm, L/1795 (L: 1.35 m)			0.66 mm, L/2041 (L: 1.35 m)			
F. Ativa		1.73 mm, L/782 (L: 1.35 m)			1.52 mm, L/889 (L: 1.35 m)			
F. no tempo infinito		1.81 mm, L/748 (L: 1.35 m)			1.59 mm, L/850 (L: 1.35 m)			

Frame 14

Frame 14		Tramo: V-126			Tramo: V-127			Tramo: V-128		
Corte		15x40			15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-3.94	--	--	--	-0.29	-0.76	-1.06	-0.65	-0.34
x	[m]	0.00	--	--	--	0.70	1.10	0.00	0.43	0.80
Momento máx.	[t·m]	1.82	3.16	3.01	0.44	--	--	--	--	--
x	[m]	2.85	5.10	5.85	0.00	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	--	--	-1.03	-1.28	-1.48	-1.70	-0.19	-0.19	-0.12
x	[m]	--	--	8.66	0.33	0.70	1.10	0.30	0.43	0.80
Esforço cortante máx.	[t]	2.60	2.06	0.71	--	--	--	--	--	--
x	[m]	1.22	2.97	5.85	--	--	--	--	--	--
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--



Frame 14		Tramo: V-126			Tramo: V-127			Tramo: V-128		
Corte		15x40			15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	1.33	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	2.74	0.00	0.00	0.10	1.04	1.04	1.04	1.04
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	1.37	2.08	2.03	1.04	0.15	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		9.25 mm, L/1071 (L: 9.91 m)			3.05 mm, L/3244 (L: 9.91 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 1.08 m)		
F. Ativa		18.90 mm, L/524 (L: 9.91 m)			6.24 mm, L/1589 (L: 9.91 m)			0.03 mm, L/40766 (L: 1.08 m)		
F. no tempo infinito		18.96 mm, L/523 (L: 9.91 m)			6.24 mm, L/1588 (L: 9.91 m)			0.04 mm, L/28880 (L: 1.08 m)		

Frame 15

Frame 15		Tramo: V-129			
Corte		15x40			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-0.45	-0.57	-0.51	
x	[m]	1.95	3.20	4.08	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	--	-0.17	-0.22	
x	[m]	--	3.95	4.70	
Esforço cortante máx.	[t]	0.12	0.08	--	
x	[m]	1.45	2.08	--	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.57	1.57	1.57
		Nec.	1.04	1.04	1.04
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.57	1.57	1.57
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.18 mm, L/32623 (L: 6.00 m)			
F. Ativa		0.65 mm, L/9193 (L: 6.00 m)			





Frame 15	Tramo: V-129		
Corte	15x40		
Região	1/3L	2/3L	3/3L
F. no tempo infinito	0.97 mm, L/6179 (L: 6.00 m)		

Frame 16

Frame 16		Tramo: V-130			Tramo: V-131			Tramo: V-132			
Corte		30x60			30x60			30x90			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-1.17	-5.75	-17.87	-26.03	-28.50	-37.87	-75.95	-59.70	-50.24	
x	[m]	0.80	1.55	2.40	0.28	0.41	0.90	0.00	0.40	0.65	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	-5.11	-9.84	-16.99	-18.88	-19.00	-19.42	--	--	--	
x	[m]	0.80	1.55	2.40	0.28	0.41	0.90	--	--	--	
Esforço cortante máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	35.64	35.63	36.89	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	0.00	0.53	0.90	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	14.73	14.73	14.73	34.97	37.13	39.27	25.92	25.92	25.92
		Nec.	3.11	4.93	8.41	15.83	18.50	19.59	23.85	23.85	22.81
Área Inf.	[cm ²]	Real	0.62	0.62	0.63	0.00	0.00	0.00	1.57	1.57	1.57
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	6.24	6.24	6.24
		Nec.	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	0.00	3.91	4.29
F. Sobrecarga		2.49 mm, L/2769 (L: 6.90 m)			0.32 mm, L/21455 (L: 6.90 m)			0.36 mm, L/19200 (L: 6.90 m)			
F. Ativa		8.25 mm, L/836 (L: 6.90 m)			1.07 mm, L/6470 (L: 6.90 m)			1.13 mm, L/6108 (L: 6.90 m)			
F. no tempo infinito		11.03 mm, L/625 (L: 6.90 m)			1.43 mm, L/4833 (L: 6.90 m)			1.46 mm, L/4735 (L: 6.90 m)			

Frame 16		Tramo: V-133			
Corte		30x90			
Região		1/3L		2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-35.11		-12.91	-3.90
x	[m]	0.00		0.85	1.60





Frame 16		Tramo: V-133			
Corte		30x90			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Esforço cortante máx.	[t]	38.89	15.93	7.73	
x	[m]	0.00	0.85	1.60	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	24.78	19.64	19.64
		Nec.	10.87	9.78	4.66
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.57	1.57	1.57
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24
		Nec.	4.88	3.48	3.48
F. Sobrecarga		2.62 mm, L/2632 (L: 6.90 m)			
F. Ativa		8.24 mm, L/837 (L: 6.90 m)			
F. no tempo infinito		10.63 mm, L/649 (L: 6.90 m)			

Frame 17

Frame 17		Tramo: V-134		
Corte		15x32		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-0.22	-0.34	-0.22
x	[m]	0.70	1.20	1.70
Momento máx.	[t·m]	--	--	--
x	[m]	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	-0.36	-0.31	--
x	[m]	0.70	0.83	--
Esforço cortante máx.	[t]	--	0.30	0.36
x	[m]	--	1.58	1.95
Torçor mín.	[t]	--	--	--
x	[m]	--	--	--





Frame 17		Tramo: V-134			
Corte		15x32			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	0.94	0.94	0.94
		Nec.	0.83	0.83	0.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	0.62	0.62	0.62
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.90	3.90	3.90
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.03 mm, L/71084 (L: 2.40 m)			
F. Ativa		0.11 mm, L/20951 (L: 2.40 m)			
F. no tempo infinito		0.16 mm, L/14604 (L: 2.40 m)			

Frame 18

Frame 18		Tramo: V-135			
Corte		15x31			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-0.15	-0.44	-0.35	
	[m]	0.73	1.35	1.60	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	
	[m]	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	-0.73	-0.82	--	
	[m]	0.73	0.85	--	
Esforço cortante máx.	[t]	--	0.45	0.45	
	[m]	--	1.60	1.60	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	0.94	0.94	0.94
		Nec.	0.80	0.80	0.80
Área Inf.	[cm ²]	Real	0.62	0.62	0.62
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.90	3.90	3.90
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.04 mm, L/55408 (L: 2.40 m)			
F. Ativa		0.15 mm, L/16377 (L: 2.40 m)			
F. no tempo infinito		0.21 mm, L/11447 (L: 2.40 m)			





Frame 19

Frame 19		Tramo: V-136			
Corte		15x35			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-0.57	-0.73	-0.25	
x	[m]	0.80	1.05	1.68	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	-0.76	-0.76	--	
x	[m]	0.80	0.80	--	
Esforço cortante máx.	[t]	--	1.19	1.06	
x	[m]	--	1.55	1.68	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	0.94	0.94	0.94
		Nec.	0.91	0.91	0.91
Área Inf.	[cm ²]	Real	0.62	0.62	0.62
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.90	3.90	3.90
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.05 mm, L/48455 (L: 2.40 m)			
F. Ativa		0.17 mm, L/14348 (L: 2.40 m)			
F. no tempo infinito		0.24 mm, L/10040 (L: 2.40 m)			

Frame 20

Frame 20		Tramo: V-137			Tramo: V-138		
Corte		40x70			40x70		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-1.10	-3.80	-7.38	-2.93	-1.08	--
x	[m]	0.30	0.62	0.95	0.00	0.33	--
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	--	0.25
x	[m]	--	--	--	--	--	0.85
Esforço cortante mín.	[t]	-4.71	-7.39	-7.83	--	--	-1.31
x	[m]	0.30	0.62	0.80	--	--	0.95





Frame 20			Tramo: V-137			Tramo: V-138		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Esforço cortante máx.	[t]		0.62	--	--	3.32	3.30	0.80
	x	[m]	0.00	--	--	0.10	0.33	0.73
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	6.14	6.14	6.14	6.14	6.14	6.14
		Nec.	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	0.81
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.09	0.09	4.83
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
		Nec.	4.63	4.63	0.00	0.00	4.63	4.63
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)		
F. Ativa			0.01 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)		
F. no tempo infinito			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)		

Frame 21

Frame 21			Tramo: V-139			Tramo: V-140		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		--	-1.76	-4.79	-4.95	-1.83	--
	x	[m]	--	0.62	0.95	0.00	0.33	--
Momento máx.	[t·m]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]		-1.35	-6.51	-9.91	--	--	--
	x	[m]	0.20	0.62	0.95	--	--	--
Esforço cortante máx.	[t]		--	--	--	10.22	6.70	1.40
	x	[m]	--	--	--	0.00	0.33	0.75
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	6.14	6.14	6.14	6.14	6.14	6.14
		Nec.	1.22	4.83	4.83	4.83	4.83	1.26
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24





Frame 21			Tramo: V-139			Tramo: V-140		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
		Nec.	0.00	4.63	0.00	0.00	4.63	0.00
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)		
F. Ativa			0.03 mm, L/71491 (L: 1.90 m)			0.03 mm, L/69113 (L: 1.90 m)		
F. no tempo infinito			0.04 mm, L/49995 (L: 1.90 m)			0.04 mm, L/48296 (L: 1.90 m)		

Frame 22

Frame 22			Tramo: V-141			Tramo: V-142		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		--	-1.23	-2.68	-7.88	-3.47	-0.92
x	[m]		--	0.62	0.95	0.00	0.33	0.65
Momento máx.	[t·m]		--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]		-0.98	-3.07	-2.68	--	--	-0.52
x	[m]		0.23	0.60	0.73	--	--	0.95
Esforço cortante máx.	[t]		1.02	--	--	11.78	8.22	4.37
x	[m]		0.00	--	--	0.00	0.33	0.65
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	6.14	6.14	6.14	6.14	6.14	6.14
		Nec.	0.80	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
		Nec.	0.00	4.63	0.00	0.00	4.63	4.63
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)		
F. Ativa			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)			0.01 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)		
F. no tempo infinito			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.95 m)		

Frame 23

Frame 23			Tramo: V-143		
Corte			15x34		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-0.74	-0.74	-0.24
x	[m]		0.80	0.80	1.68



Frame 23		Tramo: V-143			
Corte		15x34			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	-0.95	-0.34	--	
x	[m]	0.55	0.80	--	
Esforço cortante máx.	[t]	--	1.03	1.00	
x	[m]	--	1.55	1.68	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	0.94	0.94	0.94
		Nec.	0.88	0.88	0.88
Área Inf.	[cm ²]	Real	0.62	0.62	0.62
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.05 mm, L/43767 (L: 2.40 m)			
F. Ativa		0.18 mm, L/12977 (L: 2.40 m)			
F. no tempo infinito		0.26 mm, L/9091 (L: 2.40 m)			

Frame 24

Frame 24		Tramo: V-144		
Corte		15x31		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-0.22	-0.23	-0.22
x	[m]	0.70	0.95	1.70
Momento máx.	[t·m]	--	--	--
x	[m]	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	-0.33	-0.14	--
x	[m]	0.45	0.83	--
Esforço cortante máx.	[t]	--	0.13	0.32
x	[m]	--	1.58	1.95
Torçor mín.	[t]	--	--	--
x	[m]	--	--	--





Frame 24		Tramo: V-144			
Corte		15x31			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	0.94	0.94	0.94
		Nec.	0.80	0.80	0.80
Área Inf.	[cm ²]	Real	0.62	0.62	0.62
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.03 mm, L/79067 (L: 2.40 m)			
F. Ativa		0.10 mm, L/23240 (L: 2.40 m)			
F. no tempo infinito		0.15 mm, L/16161 (L: 2.40 m)			

Frame 25

Frame 25		Tramo: V-145			
Corte		15x31			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-0.25	-0.50	-0.46	
	[m]	0.73	1.35	1.60	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	
	[m]	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	-0.87	-0.72	--	
	[m]	0.60	0.85	--	
Esforço cortante máx.	[t]	--	0.52	0.73	
	[m]	--	1.60	1.85	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	0.94	0.94	0.94
		Nec.	0.80	0.80	0.80
Área Inf.	[cm ²]	Real	0.62	0.62	0.62
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.05 mm, L/45191 (L: 2.40 m)			
F. Ativa		0.18 mm, L/13401 (L: 2.40 m)			
F. no tempo infinito		0.26 mm, L/9390 (L: 2.40 m)			





Frame 26

Frame 26		Tramo: V-146			
Corte		80x165			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Momento máx.	[t·m]	43.69	47.43	46.50	
x	[m]	0.49	0.90	1.05	
Esforço cortante mín.	[t]	--	-12.80	-58.46	
x	[m]	--	1.01	1.37	
Esforço cortante máx.	[t]	62.08	20.72	--	
x	[m]	0.17	0.53	--	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.25	1.25	1.25
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	24.55	24.55	24.55
		Nec.	22.77	22.77	22.77
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	12.48	12.48	12.48
		Nec.	9.27	9.27	9.27
F. Sobrecarga		0.00 mm, <L/1000 (L: 1.54 m)			
F. Ativa		0.01 mm, <L/1000 (L: 1.54 m)			
F. no tempo infinito		0.01 mm, L/106611 (L: 1.54 m)			

Frame 27

Frame 27		Tramo: V-147			Tramo: V-148			Tramo: V-149		
Corte		15x31			15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	--	--	--	-1.13	-3.31	-10.22	-13.25	-13.26	-13.43
x	[m]	--	--	--	0.50	1.00	1.65	0.05	0.10	0.20
Momento máx.	[t·m]	0.53	0.94	1.84	2.26	--	--	--	--	--
x	[m]	0.80	1.55	2.40	0.00	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	--	-0.08	-2.91	-12.40	-9.46	-14.81	-0.71	-1.13	-1.98
x	[m]	--	1.55	2.40	0.00	1.00	1.65	0.05	0.10	0.20





Frame 27		Tramo: V-147			Tramo: V-148			Tramo: V-149			
Corte		15x31			15x40			15x40			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Esforço cortante máx.	[t]	0.52	0.26	--	--	--	--	--	--	--	
	x [m]	0.00	0.80	--	--	--	--	--	--	--	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	0.62	0.62	0.62	4.74	8.86	13.84	13.84	13.84	13.84
		Nec.	0.00	0.00	0.00	1.53	3.79	11.55	12.29	12.29	12.29
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.01	1.69	4.32	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.80	0.93	2.00	1.60	0.00	1.14	1.95	1.95	1.95
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	8.91	8.91	8.91	4.16	4.16	4.16
		Nec.	1.74	1.74	1.74	5.24	3.89	7.98	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		0.48 mm, L/10163 (L: 4.90 m)			0.77 mm, L/6360 (L: 4.90 m)			0.20 mm, L/24878 (L: 4.90 m)			
F. Ativa		1.69 mm, L/2901 (L: 4.90 m)			2.67 mm, L/1838 (L: 4.90 m)			0.68 mm, L/7228 (L: 4.90 m)			
F. no tempo infinito		2.45 mm, L/2000 (L: 4.90 m)			3.83 mm, L/1280 (L: 4.90 m)			0.97 mm, L/5057 (L: 4.90 m)			

Frame 27		Tramo: V-150			Tramo: V-151			
Corte		15x40			15x31			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-11.15	-3.63	-1.32	--	--	--	
	x [m]	0.00	0.65	1.15	--	--	--	
Momento máx.	[t·m]	--	--	2.23	1.78	0.92	0.52	
	x [m]	--	--	1.65	0.00	0.85	1.60	
Esforço cortante mín.	[t]	--	--	--	--	-0.24	-0.50	
	x [m]	--	--	--	--	1.60	2.40	
Esforço cortante máx.	[t]	16.12	10.05	13.03	3.18	0.12	--	
	x [m]	0.00	0.65	1.65	0.00	0.85	--	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	13.84	9.49	5.37	0.62	0.62	0.62
		Nec.	12.15	4.18	1.71	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.23	1.69	1.01





Frame 27			Tramo: V-150			Tramo: V-151		
Corte			15x40			15x31		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Área Transv.	[cm ² /m]	Nec.	1.80	0.00	1.59	1.94	0.91	0.80
		Real	10.40	10.40	10.40	4.16	4.16	4.16
		Nec.	8.97	4.34	5.68	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			0.30 mm, L/14053 (L: 4.20 m)			0.16 mm, L/26701 (L: 4.20 m)		
F. Ativa			1.04 mm, L/4029 (L: 4.20 m)			0.57 mm, L/7391 (L: 4.20 m)		
F. no tempo infinito			1.51 mm, L/2787 (L: 4.20 m)			0.84 mm, L/4976 (L: 4.20 m)		

Frame 28

Frame 28			Tramo: V-152			Tramo: V-153			Tramo: V-154		
Corte			30x80			30x80			30x80		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-7.58	-30.62	-54.09	-57.08	-57.70	-57.20	-54.70	-31.51	-7.96
x	[m]		1.30	2.80	4.20	0.00	0.10	0.20	0.00	1.40	2.90
Momento máx.	[t·m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]		-9.28	-16.37	-16.79	-2.07	-0.56	--	--	--	--
x	[m]		1.30	2.80	3.05	0.00	0.10	--	--	--	--
Esforço cortante máx.	[t]		--	--	--	--	--	0.96	16.85	16.52	9.58
x	[m]		--	--	--	--	--	0.20	1.15	1.40	2.90
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	19.64	19.64	19.64	19.64	19.64	19.64	19.64	19.64	19.64
		Nec.	5.41	14.76	18.43	19.22	19.22	19.22	18.58	15.09	5.62
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
		Nec.	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48
F. Sobrecarga			7.79 mm, L/1232 (L: 9.60 m)			8.00 mm, L/1200 (L: 9.60 m)			7.81 mm, L/1229 (L: 9.60 m)		
F. Ativa			24.09 mm, L/399 (L: 9.60 m)			24.72 mm, L/388 (L: 9.60 m)			24.14 mm, L/398 (L: 9.60 m)		
F. no tempo infinito			30.78 mm, L/312 (L: 9.60 m)			31.59 mm, L/304 (L: 9.60 m)			30.85 mm, L/311 (L: 9.60 m)		



Frame 29

Frame 29		Tramo: V-155			Tramo: V-156			Tramo: V-157		
Corte		15x40			15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-0.96	-1.96	-2.73	-2.57	-2.59	-2.55	-2.69	-1.97	-1.00
x	[m]	1.30	2.80	4.05	0.02	0.10	0.18	0.15	1.40	2.90
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	--	--	--	-0.06	--	--	-1.42	-1.42	-0.93
x	[m]	--	--	--	0.00	--	--	1.40	1.40	2.90
Esforço cortante máx.	[t]	0.84	1.32	1.32	--	0.10	0.26	--	--	--
x	[m]	1.30	2.80	3.05	--	0.10	0.20	--	--	--
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	1.04	1.38	1.78	1.69	1.69	1.69	1.76	1.39
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		7.88 mm, L/1219 (L: 9.60 m)			7.99 mm, L/1201 (L: 9.60 m)			7.88 mm, L/1219 (L: 9.60 m)		
F. Ativa		16.23 mm, L/591 (L: 9.60 m)			16.46 mm, L/583 (L: 9.60 m)			16.23 mm, L/591 (L: 9.60 m)		
F. no tempo infinito		17.00 mm, L/565 (L: 9.60 m)			17.25 mm, L/557 (L: 9.60 m)			17.00 mm, L/565 (L: 9.60 m)		

Frame 30

Frame 30		Tramo: V-158			Tramo: V-159			Tramo: V-160		
Corte		15x40			15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-2.03	--	-2.90	-3.43	-3.58	-3.68	-3.76	-3.79	-3.57
x	[m]	0.00	--	8.33	0.18	0.35	0.47	0.15	0.28	0.41
Momento máx.	[t·m]	1.99	2.43	1.72	--	--	--	--	--	--
x	[m]	2.71	3.96	5.58	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	--	-0.81	-1.42	-0.96	-0.69	-0.01	-0.03	--	--
x	[m]	--	5.46	7.46	0.00	0.22	0.37	0.00	--	--





Frame 30		Tramo: V-158			Tramo: V-159			Tramo: V-160		
Corte		15x40			15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Esforço cortante máx.	[t]	2.74	0.35	--	--	--	0.69	0.72	1.38	1.59
	x [m]	0.00	2.83	--	--	--	0.55	0.15	0.28	0.48
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80
		Nec.	1.33	0.00	2.00	2.43	2.43	2.43	2.51	2.51
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	1.64
		Nec.	1.39	1.59	1.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		2.15 mm, L/3872 (L: 8.33 m)			0.61 mm, L/2320 (L: 1.42 m)			0.59 mm, L/2434 (L: 1.42 m)		
F. Ativa		5.33 mm, L/1563 (L: 8.33 m)			1.35 mm, L/1055 (L: 1.42 m)			1.29 mm, L/1107 (L: 1.42 m)		
F. no tempo infinito		6.23 mm, L/1337 (L: 8.33 m)			1.37 mm, L/1041 (L: 1.42 m)			1.30 mm, L/1092 (L: 1.42 m)		

Frame 30		Tramo: V-161			Tramo: V-162			Tramo: V-163		
Corte		15x40			15x40			15x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-3.20	--	--	--	-0.36	-0.84	-1.16	-0.70	-0.36
	x [m]	0.00	--	--	--	0.70	1.10	0.00	0.43	0.80
Momento máx.	[t·m]	2.04	3.25	3.06	0.38	--	--	--	--	--
	x [m]	2.77	4.90	5.77	0.00	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	--	--	-1.14	-1.40	-1.60	-1.83	-0.20	-0.20	-0.13
	x [m]	--	--	8.58	0.33	0.70	1.10	0.30	0.55	0.80
Esforço cortante máx.	[t]	2.48	1.95	0.60	--	--	--	--	--	--
	x [m]	0.90	2.90	5.77	--	--	--	--	--	--
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.80	2.45	2.45	1.33	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	2.21	0.00	0.00	0.14	1.04	1.04	1.04	1.04
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45





Frame 30			Tramo: V-161			Tramo: V-162			Tramo: V-163		
Corte			15x40			15x40			15x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Área Transv.	[cm ² /m]	Nec.	1.51	2.15	2.08	1.04	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
		Real	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			10.33 mm, L/952 (L: 9.83 m)			3.32 mm, L/2961 (L: 9.83 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 1.08 m)		
F. Ativa			20.72 mm, L/474 (L: 9.83 m)			6.65 mm, L/1477 (L: 9.83 m)			0.03 mm, L/37568 (L: 1.08 m)		
F. no tempo infinito			20.37 mm, L/482 (L: 9.83 m)			6.53 mm, L/1506 (L: 9.83 m)			0.04 mm, L/26595 (L: 1.08 m)		

ARM. LAJES RETANGULARES

Altura em metros
 Momentos em t·m/m
 Armaduras em cm²/m
 Diâmetro de barra em mm
 Espaçamento em cm

Laje	Dir.	Altura	Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
			Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L15	X	0.30	2.89	0.70	-----	3.97	0.96	-----	Ø8c/12.5	Ø4.2c/14	-----
	Y		-----	0.14	9.30	-----	0.19	12.76	-----	Ø4.2c/20	Ø12.5c/9
L13	X	0.30	1.85	0.17	1.06	2.54	0.23	1.45	Ø6.3c/12	Ø4.2c/20	Ø5c/13
	Y		8.38	-3.41	8.25	11.49	-4.68	11.31	Ø16c/17.5	-----	Ø16c/17.5
L7	X	0.30	3.01	0.77	-----	4.13	1.06	-----	Ø10c/19	Ø4.2c/13	-----
	Y		9.26	0.19	-----	12.70	0.26	-----	Ø12.5c/9	Ø4.2c/20	-----
L1	X	0.30	-----	-0.02	5.22	-----	-0.02	7.15	-----	-----	Ø12.5c/17
	Y		-----	-0.07	-----	-----	-0.10	-----	-----	-----	-----
L3	X	0.30	-----	-3.46	11.47	-----	-4.74	15.72	-----	-----	Ø16c/12.5
	Y		-----	-0.06	-----	-----	-0.08	-----	-----	-----	-----
L9	X	0.30	-----	-2.30	8.49	-----	-3.15	11.64	-----	-----	Ø16c/17
	Y		-----	-0.37	-----	-----	-0.50	-----	-----	-----	-----
L4	X	0.30	11.74	-3.43	-----	16.09	-4.70	-----	Ø12.5c/7	-----	-----
	Y		-----	0.63	-----	-----	0.86	-----	-----	Ø4.2c/16	-----
L14	X	0.30	-----	0.31	3.89	-----	0.43	5.33	-----	Ø4.2c/20	Ø8c/9
	Y		-----	1.14	13.03	-----	1.56	17.86	-----	Ø5c/12.5	Ø16c/11
L12	X	0.30	2.83	-0.47	-----	3.89	-0.64	-----	Ø8c/12.5	-----	-----
	Y		14.41	-5.89	14.35	19.76	-8.07	19.67	Ø16c/10	-----	Ø16c/10
L6	X	0.30	-----	0.36	3.93	-----	0.50	5.39	-----	Ø4.2c/20	Ø8c/9
	Y		13.41	1.27	-----	18.38	1.74	-----	Ø20c/17	Ø6.3c/17.5	-----
L10	X	0.30	6.39	-2.35	-----	8.76	-3.22	-----	Ø10c/8	-----	-----
	Y		-----	-0.37	-----	-----	-0.51	-----	-----	-----	-----
L5	X	0.30	8.51	6.38	1.46	11.66	8.75	2.01	Ø16c/17	Ø10c/8	Ø6.3c/15
	Y		0.55	1.00	-----	0.76	1.37	-----	Ø4.2c/18	Ø4.2c/10	-----
L2	X	0.30	5.60	3.88	6.99	7.67	5.32	9.59	Ø10c/10	Ø8c/9	Ø10c/8
	Y		0.33	0.33	-----	0.45	0.46	-----	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20	-----





			Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
Laje	Dir.	Altura	Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L8	X	0.30	7.11	4.42	4.29	9.75	6.06	5.88	Ø10c/8	Ø12.5c/20	Ø12.5c/20
	Y		0.21	0.45	0.19	0.28	0.62	0.27	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20
L16	X	0.30	0.81	6.49	8.19	1.10	8.90	11.23	Ø5c/18	Ø10c/8	Ø16c/17.5
	Y		-----	0.75	-----	-----	1.03	-----	-----	Ø5c/19	-----
L17	X	0.30	-----	-4.06	13.19	-----	-5.57	18.08	-----	-----	Ø16c/11
	Y		-----	-0.04	-----	-----	-0.05	-----	-----	-----	-----
L18	X	0.30	12.42	-3.58	-----	17.03	-4.91	-----	Ø12.5c/7	-----	-----
	Y		-----	-0.09	-----	-----	-0.13	-----	-----	-----	-----
L19	X	0.30	9.69	6.21	1.28	13.28	8.52	1.75	Ø12.5c/9	Ø10c/9	Ø6.3c/17.5
	Y		-----	1.02	0.60	-----	1.40	0.82	-----	Ø5c/14	Ø4.2c/16
L11	X	0.30	4.57	3.01	4.81	6.27	4.13	6.60	Ø10c/12.5	Ø10c/19	Ø12.5c/18
	Y		0.27	0.33	0.28	0.37	0.45	0.39	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20



1.6 RAMPA MARGEM DIREITA



Figura 5 – Vista isométrica da Rampa Margem Direita da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê.

DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

Projeto: TIETE-RAMPA DIREITA

Chave: TIETE-RAMPA DIREITA

NORMAS CONSIDERADAS

Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010

Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008

Categoria de uso: Edificações residenciais

AÇÕES CONSIDERADAS

Verticais

Piso	S.C.U (t/m ²)	C. permanentes (t/m ²)
Piso 1	0.50	0.05
Fundação	0.00	0.00

Vento

Foi considerado o efeito do vento mediante cargas aplicadas nas seguintes ações: 'V 1' e 'V 2'.



Sismo

Sem ação de sismo

Hipóteses/ações de carga

Automáticas	Peso próprio Cargas permanentes Sobrecarga	
Adicionais	Referência	Natureza
	V 1	Vento
	V 2	Vento

Cargas horizontais e no ext.sup. de pilares

Cargas horizontais nos pilares

Referência pilar	Direção da carga	Tipo de carga	Hipótese	Valor	Cota (m)
P2	Y Local	Carga pontual	V 1	3.50 t	5.45
	X Local	Carga pontual	V 2	3.50 t	5.45
P1	Y Local	Carga pontual	V 1	3.50 t	5.30
	X Local	Carga pontual	V 2	3.50 t	5.30
P3	Y Local	Carga pontual	V 1	3.50 t	5.30
	X Local	Carga pontual	V 2	3.50 t	5.30
P4	Y Local	Carga pontual	V 1	3.50 t	5.30
	X Local	Carga pontual	V 2	3.50 t	5.30
P5	Y Local	Carga pontual	V 1	3.50 t	5.30
	X Local	Carga pontual	V 2	3.50 t	5.30
P6	Y Local	Carga pontual	V 1	3.50 t	5.30
	X Local	Carga pontual	V 2	3.50 t	5.30
P7	Y Local	Carga pontual	V 1	3.50 t	5.30
	X Local	Carga pontual	V 2	3.50 t	5.30
P8	Y Local	Carga pontual	V 1	3.50 t	5.30
	X Local	Carga pontual	V 2	3.50 t	5.30

ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Util Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

SITUAÇÕES DE PROJETO

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- **Com coeficientes de combinação**

- **Sem coeficientes de combinação**



- Onde:

- G_k Ação permanente
- P_k Ação de pré-esforço
- Q_k Ação variável
- γ_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes
- γ_P Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço
- $\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal
- $\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento
- $\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal
- $\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Coeficientes parciais de segurança (γ) e coeficientes de combinação (ψ)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.400	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

E.L.Util Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.400	0.300
Vento (Q)	0.000	1.000	0.300	0.000

Tensões sobre o terreno

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000



Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Vento (Q)	0.000	1.000

Deslocamentos

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Vento (Q)	0.000	1.000

Combinações

■ Nomes das ações

PP Peso próprio

CP Cargas permanentes

Qa Sobrecarga

V 1 V 1

V 2 V 2

■ E.L.U. Concreto

■ E.L.U. Concreto em fundações

Comb.	PP	CP	Qa	V 1	V 2
1	1.000	1.000			
2	1.400	1.400			
3	1.000	1.000	1.400		
4	1.400	1.400	1.400		
5	1.000	1.000		1.400	
6	1.400	1.400		1.400	
7	1.000	1.000	0.700	1.400	
8	1.400	1.400	0.700	1.400	
9	1.000	1.000	1.400	0.840	
10	1.400	1.400	1.400	0.840	
11	1.000	1.000			1.400
12	1.400	1.400			1.400
13	1.000	1.000	0.700		1.400
14	1.400	1.400	0.700		1.400
15	1.000	1.000	1.400		0.840
16	1.400	1.400	1.400		0.840



■ E.L.Util Fissuração. Concreto

Comb.	PP	CP	Qa	V 1	V 2
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	0.400		
3	1.000	1.000		0.300	
4	1.000	1.000	0.300	0.300	
5	1.000	1.000			0.300
6	1.000	1.000	0.300		0.300

■ Tensões sobre o terreno

■ Deslocamentos

Comb.	PP	CP	Qa	V 1	V 2
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	1.000		
3	1.000	1.000		1.000	
4	1.000	1.000	1.000	1.000	
5	1.000	1.000			1.000
6	1.000	1.000	1.000		1.000

DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
1	Piso 1	1	Piso 1	5.30	5.30
0	Fundação				0.00

DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI-GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio	Desnível de apoio
P1	(0.00, 2.70)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00	-5.50
P2	(0.00, 0.00)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00	-5.50
P3	(9.38, 1.35)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.70	
P4	(17.68, 1.35)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	2.30	2.79



Referência	Coord(P.Fixo)	GI-GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio	Desnível de apoio
P5	(26.98, 1.35)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.70	1.30
P6	(36.28, 1.35)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.70	2.00
P7	(45.58, 1.35)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.70	3.50
P8	(54.88, 1.35)	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.70	4.50

DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

P2, P1						
Piso	Dimensões (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
1	Ø120	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

P3, P4, P5, P6, P7						
Piso	Dimensões (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
1	50x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

P8						
Piso	Dimensões (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
1	50x170	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

MATERIAIS UTILIZADOS

Concretos

Elemento	Concreto	f_{ck} (kgf/cm ²)	γ_c	Agregado		E_c (kgf/cm ²)
				Natureza	Tamanho máximo (mm)	
Todos	C30, em geral	306	1.40	Granito	15	273578



Aços por elemento

Aços em barras

Elemento	Aço	f_{yk} (kgf/cm ²)	γ_s
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm ²)	Módulo de elasticidade (kgf/cm ²)
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

ARM.PILARES E PILARES PAREDES

Pilares

Armadura de pilares												
Concreto: C30, em geral												
Pilar	Geometria			Armaduras						Aprov. (%)	Estado	
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras				Estribos				
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçamento (cm)			
P1	Piso 1	Diâmetro 120	-	5.50/4.85	32Ø16			0.57	1eØ6.3	15	23.6	Passa
					32Ø16			0.57	1eØ6.3	15	23.6	Passa
	Fundação	-	-	32Ø16	-	-	0.57	1eØ6.3	-	23.6	Passa	
P2	Piso 1	Diâmetro 120	-	5.50/4.85	32Ø16			0.57	1eØ6.3	15	28.3	Passa
					32Ø16			0.57	1eØ6.3	15	28.3	Passa
	Fundação	-	-	32Ø16	-	-	0.57	1eØ6.3	-	28.3	Passa	
P3	Piso 1	50x50	0.00/4.60	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	10	23.0	Passa	
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3	-	23.0	Passa	
P4	Piso 1	50x50	2.79/4.60	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	10	131.5	Passa	
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3	-	131.5	Passa	
P5	Piso 1	50x50	1.30/4.60	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	14.9	Passa	
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3	-	14.9	Passa	
P6	Piso 1	50x50	2.00/4.60	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	10	15.6	Passa	



Armadura de pilares													
Concreto: C30, em geral													
Pilar	Geometria			Armaduras								Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras				Estribos					
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçamento (cm)				
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3	-	15.6	Passa		
P7	Piso 1	50x50	3.50/4.60	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	10	39.3	Passa		
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	2Ø16	0.64	1eØ6.3	-	39.3	Passa		
P8	Piso 1	50x170	4.50/4.60	4Ø16	2Ø16	18Ø16	0.57	5eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	72.6	Passa		
	Fundação	-	-	4Ø16	2Ø16	18Ø16	0.57	1eØ6.3+X3rØ6.3	-	37.2	Passa		

Notas:
⁽¹⁾ e = estribo, r = ramo

ESFORÇOS EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

■ Tramo: Nível inicial / nível final do tramo entre pisos.

■ Nota:

Esforços em relação aos eixos locais do pilar.

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.						
					N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	
P1	Piso 1	Ø120	5.50/4.85	Peso próprio	35.89	5.00	-0.57	1.21	0.14	0.00	6.63	-7.50	0.91	1.21	0.14	0.00	
					Cargas permanentes	0.31	0.32	-0.04	0.08	0.01	0.00	0.31	-0.47	0.06	0.08	0.01	0.00
					Sobrecarga	3.10	3.16	-	0.76	-	0.00	3.10	-4.74	0.58	0.76	0.09	0.26
					V 1	10.94	0.76	-	0.29	0.09	0.26	10.94	-2.29	9.66	0.29	0.09	0.26
					V 2	-0.04	-0.45	34.30	-0.01	-	-	-0.04	-0.36	0.02	-0.01	4.25	0.00
										0.01	4.25	0.00	-	-	-	0.00	0.00
P2	Piso 1	Ø120	5.50/4.85	Peso próprio	35.89	5.00	0.57	1.21	0.14	0.00	6.63	-7.50	0.91	1.21	0.14	0.00	
					Cargas permanentes	0.31	0.32	0.04	0.08	0.01	0.00	0.31	-0.47	0.06	0.08	0.01	0.00
					Sobrecarga	3.10	3.16	-	0.76	-	0.00	3.10	-4.74	0.58	0.76	0.09	0.26
					V 1	10.94	0.76	-	-0.29	0.09	0.26	10.94	2.29	9.30	-0.29	0.09	0.26
					V 2	-0.06	-0.23	34.08	0.05	4.19	0.00	-0.06	-0.71	0.58	0.05	4.19	0.00
										0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P3	Piso 1	50x50	0.00/4.60	Peso próprio	22.81	-0.44	-0.00	-0.24	0.00	0.00	19.93	0.64	0.00	-0.24	0.00	0.00	
					Cargas permanentes	1.18	-0.03	-0.00	-0.01	0.00	0.00	1.18	0.04	0.00	-0.01	0.00	0.00
					Sobrecarga	11.76	-0.28	-0.00	-0.15	0.00	0.03	11.76	0.40	0.00	-0.15	0.00	0.03
					V 1	-0.00	-0.00	-4.75	-0.00	-	-	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-	-
					V 2	-0.04	-0.05	-0.00	0.02	0.87	0.00	-0.04	-0.13	0.77	0.02	0.87	0.00
										0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00





Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.					
					N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P4	Piso 1	50x50	2.79/4.60	Peso próprio	20.93	1.57	-0.00	1.48	0.00	0.00	19.80	-1.11	0.00	1.48	0.00	0.00
				Cargas permanentes	1.17	0.10	-0.00	0.09	0.00	0.00	1.17	-0.07	0.00	0.09	0.00	0.00
				Sobrecarga	11.69	0.99	-0.00	0.94	0.00	0.00	11.69	-0.70	-	0.94	0.00	0.00
				V 1	-0.00	-0.00	-	-	-	-	-0.00	-0.00	0.00	0.00	7.93	-
				V 2	0.03	-0.56	17.73	-0.21	7.93	0.00	0.03	-0.18	-	-0.21	0.00	0.00
P5	Piso 1	50x50	1.30/4.60	Peso próprio	23.18	0.06	0.00	-0.01	0.00	0.00	21.12	0.08	0.00	-0.01	0.00	0.00
				Cargas permanentes	1.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	1.25	0.01	0.00	-0.00	0.00	0.00
				Sobrecarga	12.51	0.03	0.00	-0.01	0.00	0.00	12.51	0.05	-	-0.01	0.00	0.00
				V 1	0.00	-0.00	-3.77	-0.00	0.41	-	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.41	-
				V 2	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.15	-	0.00	0.00	0.00
P6	Piso 1	50x50	2.00/4.60	Peso próprio	22.67	0.22	0.00	0.10	0.00	0.00	21.05	-0.03	0.00	0.10	0.00	0.00
				Cargas permanentes	1.25	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00	1.25	-0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
				Sobrecarga	12.47	0.14	0.00	0.06	0.00	0.00	12.47	-0.02	-	0.06	0.00	0.00
				V 1	-0.00	-0.00	-4.01	-0.00	0.77	-	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.77	-
				V 2	-0.02	-0.29	0.00	-0.06	0.00	0.00	-0.02	-0.13	-	-0.06	0.00	0.00
P7	Piso 1	50x50	3.50/4.60	Peso próprio	21.90	0.97	-0.00	1.05	0.00	0.00	21.21	-0.18	0.00	1.05	0.00	0.00
				Cargas permanentes	1.26	0.06	-0.00	0.07	0.00	0.00	1.26	-0.01	0.00	0.07	0.00	0.00
				Sobrecarga	12.57	0.61	-0.00	0.66	0.00	0.00	12.57	-0.11	-	0.66	0.00	0.00
				V 1	-0.00	-0.00	-7.39	-0.00	0.00	0.10	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.10
				V 2	-0.13	-1.29	0.00	-0.98	4.08	0.00	-0.13	-0.22	2.90	-0.98	4.08	0.00
P8	Piso 1	50x170	4.50/4.60	Peso próprio	14.11	8.79	0.00	-4.80	0.00	0.00	13.90	9.27	0.00	-4.80	0.00	0.00
				Cargas permanentes	0.76	0.55	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.76	0.58	0.00	-0.30	0.00	0.00
				Sobrecarga	7.58	5.54	0.00	-3.04	0.00	0.00	7.58	5.85	-	-3.04	0.00	0.00
				V 1	0.00	-0.00	-7.27	-0.00	0.00	7.56	0.00	6.72	-0.00	0.00	7.56	
				V 2	0.26	21.29	-0.00	26.81	5.50	0.00	0.26	18.61	0.00	26.81	5.50	0.00

ARRANQUES EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

■ Nota:

Esforços em relação aos eixos locais do pilar.

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P1	Peso próprio	35.89	5.00	-0.57	1.21	-0.14	0.00
	Cargas permanentes	0.31	0.32	-0.04	0.08	-0.01	0.00
	Sobrecarga	3.10	3.16	-0.36	0.76	-0.09	0.00
	V 1	10.94	0.76	-34.30	0.29	-4.25	0.26
	V 2	-0.04	-0.45	0.01	-0.01	-0.00	-0.00





Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P2	Peso próprio	35.89	5.00	0.57	1.21	0.14	0.00
	Cargas permanentes	0.31	0.32	0.04	0.08	0.01	0.00
	Sobrecarga	3.10	3.16	0.36	0.76	0.09	0.00
	V 1	-10.94	-0.76	-34.08	-0.29	-4.19	0.26
	V 2	-0.06	-0.23	0.01	0.05	0.00	-0.00
P3	Peso próprio	22.81	-0.44	-0.00	-0.24	-0.00	0.00
	Cargas permanentes	1.18	-0.03	-0.00	-0.01	-0.00	0.00
	Sobrecarga	11.76	-0.28	-0.00	-0.15	-0.00	0.00
	V 1	-0.00	-0.00	-4.75	-0.00	-0.87	0.03
	V 2	-0.04	-0.05	-0.00	0.02	-0.00	-0.00
P4	Peso próprio	20.93	1.57	-0.00	1.48	0.00	0.00
	Cargas permanentes	1.17	0.10	-0.00	0.09	0.00	0.00
	Sobrecarga	11.69	0.99	-0.00	0.94	0.00	0.00
	V 1	-0.00	-0.00	-17.73	0.00	-7.93	0.06
	V 2	0.03	-0.56	0.01	-0.21	0.00	-0.00
P5	Peso próprio	23.18	0.06	0.00	-0.01	0.00	0.00
	Cargas permanentes	1.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
	Sobrecarga	12.51	0.03	0.00	-0.01	0.00	0.00
	V 1	0.00	-0.00	-3.77	-0.00	-0.41	0.03
	V 2	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	-0.00
P6	Peso próprio	22.67	0.22	0.00	0.10	0.00	0.00
	Cargas permanentes	1.25	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00
	Sobrecarga	12.47	0.14	0.00	0.06	0.00	0.00
	V 1	-0.00	-0.00	-4.01	-0.00	-0.77	0.04
	V 2	-0.02	-0.29	0.00	-0.06	0.00	-0.00
P7	Peso próprio	21.90	0.97	-0.00	1.05	-0.00	0.00
	Cargas permanentes	1.26	0.06	-0.00	0.07	-0.00	0.00
	Sobrecarga	12.57	0.61	-0.00	0.66	-0.00	0.00
	V 1	-0.00	-0.00	-7.39	-0.00	-4.08	0.10
	V 2	-0.13	-1.29	0.00	-0.98	0.00	-0.00
P8	Peso próprio	14.11	8.79	0.00	-4.80	-0.00	0.00
	Cargas permanentes	0.76	0.55	0.00	-0.30	-0.00	0.00
	Sobrecarga	7.58	5.54	0.00	-3.04	-0.00	0.00
	V 1	0.00	-0.00	-7.27	-0.00	-5.50	7.56
	V 2	0.26	-21.29	-0.00	-26.81	-0.00	-0.00

DESFAV. PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

Pilares

Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Natureza	Esforços desfavoráveis					Desfavorável	Aprov. (%)	Estado
					N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)			
P2	Piso 1 (1.5 - 5.45 m)	Diâmetro 120	Ext.Superior	AP, SCU, V	-3.43	-11.26	11.28	-1.92	-5.59	N,M	12.6	Passa
			1.5 m	AP, SCU, V	37.54	46.61	-8.58	-1.92	-5.59	Q	8.9	Passa
				AP, V	20.88	47.10	-4.25	-0.87	-5.72	N,M	28.3	Passa
	Piso 1 (-5.5 - 1.5 m)	Diâmetro 120	Ext.Inferior	AP, SCU, V	37.54	46.61	-8.58	-1.92	-5.59	Q	8.9	Passa
			AP, V	20.88	47.10	-4.25	-0.87	-5.72	N,M	28.3	Passa	
	Fundação	Diâmetro 120	Elemento de Fundação	AP, SCU, V	37.54	46.61	-8.58	-1.92	-5.59	Q	1.5	Passa





Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Natureza	Esforços desfavoráveis					Desfavorável	Aprov. (%)	Estado
					N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)			
				AP, V	20.88	47.10	-4.25	-0.87	-5.72	N,M	28.3	Passa
P1	Piso 1 (1.5 - 5.45 m)	Diâmetro 120	Ext.Superior	AP, SCU, V	27.21	-15.29	17.69	-2.74	-6.22	N,M	11.1	Passa
				AP, SCU, V	68.18	49.13	-10.72	-2.74	-6.22	Q	10.2	Passa
			AP, SCU, V	53.70	48.89	-8.59	-2.23	-6.16	N,M	23.6	Passa	
	Piso 1 (-5.5 - 1.5 m)	Diâmetro 120	Ext.Inferior	AP, SCU, V	68.18	49.13	-10.72	-2.74	-6.22	Q	10.2	Passa
				AP, SCU, V	53.70	48.89	-8.59	-2.23	-6.16	N,M	23.6	Passa
	Fundação	Diâmetro 120	Elemento de Fundação	AP, SCU, V	68.18	49.13	-10.72	-2.74	-6.22	Q	1.7	Passa
AP, SCU, V				53.70	48.89	-8.59	-2.23	-6.16	N,M	23.6	Passa	
P3	Piso 1 (0 - 5.3 m)	50x50	Ext.Superior	AP, V	21.11	1.08	-0.68	0.25	-1.21	Q	4.5	Passa
				AP, SCU, V	46.02	0.65	-1.52	0.56	-0.73	N,M	12.7	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU, V	41.81	6.65	0.85	0.45	-1.21	Q	7.4	Passa
				AP, V	23.98	6.65	0.47	0.25	-1.21	N,M	23.0	Passa
	Fundação	50x50	Elemento de Fundação	AP, SCU, V	41.81	6.65	0.85	0.45	-1.21	Q	1.3	Passa
				AP, V	23.98	6.65	0.47	0.25	-1.21	N,M	23.0	Passa
P4	Piso 1 (2.79 - 5.3 m)	50x50	Ext.Superior	AP, SCU, V	37.54	4.72	2.15	-2.86	-11.10	Q	67.6	Passa
				AP, SCU, V	39.12	24.82	-3.04	-2.86	-11.10	Q	68.5	Passa
			Ext.Inferior	AP, V	22.10	24.82	-1.67	-1.58	-11.10	N,M	131.5	Passa
	Fundação	50x50		Elemento de Fundação	AP, SCU, V	39.12	24.82	-3.04	-2.86	-11.10	Q	11.7
			AP, V		22.10	24.82	-1.67	-1.58	-11.10	N,M	131.5	Passa
	P5	Piso 1 (1.3 - 5.3 m)	50x50	Ext.Superior	AP, SCU, V	40.08	3.40	-0.15	0.01	-0.57	N,M	11.4
Ext.Inferior					AP, SCU, V	42.96	5.27	-0.11	0.01	-0.57	N,M	14.9
Fundação		50x50	Elemento de Fundação	AP, SCU, V	42.96	5.27	-0.11	0.01	-0.57	N,M	14.9	Passa
P6	Piso 1 (2 - 5.3 m)	50x50	Ext.Superior	AP, SCU, V	31.03	2.80	0.04	-0.14	-1.08	Q	6.5	Passa
				AP, SCU, V	48.67	1.68	0.07	-0.23	-0.65	N,M	10.8	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU, V	42.22	5.62	-0.42	-0.18	-1.08	N,M	15.6	Passa
	Fundação	50x50	Elemento de Fundação	AP, SCU, V	42.22	5.62	-0.42	-0.18	-1.08	N,M	15.6	Passa
P7	Piso 1 (3.5 - 5.3 m)	50x50	Ext.Superior	AP, SCU, V	40.25	4.07	0.35	-2.02	-5.71	Q	34.8	Passa
				AP, SCU, V	41.21	10.35	-1.88	-2.02	-5.71	Q	34.9	Passa
			Ext.Inferior	AP, V	23.15	10.35	-1.03	-1.11	-5.71	N,M	39.3	Passa
	Fundação	50x50		Elemento de Fundação	AP, SCU, V	41.21	10.35	-1.88	-2.02	-5.71	Q	6.2
			AP, V		23.15	10.35	-1.03	-1.11	-5.71	N,M	39.3	Passa
P8	Piso 1 (4.5 - 5.3 m)	50x170	Ext.Superior	AP, SCU, V	26.19	0.00	8.17	46.80	-0.01	Q	72.6	Passa



Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Esforços desfavoráveis					Desfavorável	Aprov. (%)	Estado	
				Natureza	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)				Qy (t)
				AP, SCU	31.13	0.00	-21.98	11.39	0.00	N,M	33.4	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU, V	26.49	0.00	12.85	46.80	-0.01	Q	72.6	Passa
				AP, V	15.24	0.00	20.46	42.64	-0.01	N,M	37.2	Passa
	Fundação	50x170	Elemento de Fundação	AP, SCU, V	26.49	0.00	12.85	46.80	-0.01	Q	12.4	Passa
				AP, V	15.24	0.00	20.46	42.64	-0.01	N,M	37.2	Passa

Notas:
 N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais
 Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante

SOMATÓRIO DE ESFORÇOS EM PILARES, PAREDES E MUROS/CORTINAS POR AÇÕES E PISO

- Somente são levados em conta os esforços de pilares, muros e paredes. Se a obra tem vigas com vinculação externa, vigas inclinadas, diagonais ou estruturas 3D integradas, os esforços dos referidos elementos não serão mostrados no relatório a seguir.
- Este relatório é útil para se conhecer as cargas atuantes no nível da cota da base dos pilares sobre um piso. Para casos tais como pilares apoiados tracionados, os esforços terão a influência não só das cargas atuantes provenientes dos pisos superiores, mas também das cargas que recebe de pisos inferiores.

Resumido

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)									
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)	
Fundação	0.00	Peso próprio	197.39	3782.8	266.48	0.00	-0.00	-0.00	
		Cargas permanentes	7.48	208.23	10.10	0.00	0.00	-0.00	
		Sobrecarga	74.79	2082.3	100.97	0.00	-0.00	-0.00	
		V 1	0.00	-0.00	141.77	0.00	28.00	667.63	
		V 2	-0.00	32.34	-0.00	28.00	0.00	-37.80	

ARM. VIGAS

V 1

V 1	Corte	Tramo: V-101			Tramo: V-102		
		40x70			40x70		
		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-1.22	-4.83	-9.38	-9.09	-4.65	-1.17
x	[m]	0.20	0.62	0.95	0.00	0.33	0.75
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	-5.79	-11.18	-14.49	--	--	--
x	[m]	0.20	0.62	0.95	--	--	--



V 1			Tramo: V-101			Tramo: V-102		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Esforço cortante máx.	[t]		--	--	--	14.21	10.93	5.62
	x	[m]	--	--	--	0.00	0.33	0.75
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	5.57	6.03	6.03	6.03	6.03	5.57
		Nec.	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
		Nec.	4.63	4.63	0.00	0.00	4.63	4.63
F. Sobrecarga			0.02 mm, L/88978 (L: 1.90 m)			0.02 mm, L/88978 (L: 1.90 m)		
F. Ativa			0.08 mm, L/24290 (L: 1.90 m)			0.07 mm, L/25386 (L: 1.90 m)		
F. no tempo infinito			0.11 mm, L/17228 (L: 1.90 m)			0.11 mm, L/17228 (L: 1.90 m)		

V 2

V 2			Tramo: V-103			Tramo: V-104		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-1.32	-5.18	-10.02	-9.05	-4.61	-1.16
	x	[m]	0.20	0.62	0.95	0.00	0.33	0.75
Momento máx.	[t·m]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]		-6.21	-11.91	-15.42	--	--	--
	x	[m]	0.20	0.62	0.95	--	--	--
Esforço cortante máx.	[t]		--	--	--	14.28	10.94	5.60
	x	[m]	--	--	--	0.00	0.33	0.75
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	5.57	6.03	6.03	6.03	6.03	5.57
		Nec.	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24



V 2			Tramo: V-103			Tramo: V-104		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
		Nec.	4.63	4.63	0.00	0.00	4.63	4.63
F. Sobrecarga			0.02 mm, L/89424 (L: 1.90 m)			0.02 mm, L/89424 (L: 1.90 m)		
F. Ativa			0.09 mm, L/22133 (L: 1.90 m)			0.07 mm, L/25495 (L: 1.90 m)		
F. no tempo infinito			0.11 mm, L/17311 (L: 1.90 m)			0.11 mm, L/17311 (L: 1.90 m)		

V 3

V 3			Tramo: V-105			Tramo: V-106		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-1.26	-4.96	-9.70	-9.96	-5.11	-1.30
x	[m]		0.20	0.62	0.95	0.00	0.33	0.75
Momento máx.	[t·m]		--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]		-6.03	-11.69	-15.21	--	--	--
x	[m]		0.20	0.62	0.95	--	--	--
Esforço cortante máx.	[t]		--	--	--	15.51	11.95	6.20
x	[m]		--	--	--	0.00	0.33	0.75
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	5.57	6.03	6.03	6.03	6.03	5.57
		Nec.	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
		Nec.	4.63	4.63	0.00	0.00	4.63	4.63
F. Sobrecarga			0.02 mm, L/83102 (L: 1.90 m)			0.02 mm, L/83102 (L: 1.90 m)		
F. Ativa			0.08 mm, L/23745 (L: 1.90 m)			0.08 mm, L/22871 (L: 1.90 m)		
F. no tempo infinito			0.12 mm, L/16154 (L: 1.90 m)			0.12 mm, L/16154 (L: 1.90 m)		

V 4

V 4			Tramo: V-107			Tramo: V-108		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-1.22	-4.78	-9.14	-9.19	-4.82	-1.23
x	[m]		0.20	0.62	0.95	0.00	0.33	0.75





V 4		Tramo: V-107			Tramo: V-108			
Corte		40x70			40x70			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	-5.53	-10.38	-13.41	--	--	--	
x	[m]	0.20	0.62	0.95	--	--	--	
Esforço cortante máx.	[t]	--	--	--	13.42	10.41	5.56	
x	[m]	--	--	--	0.00	0.33	0.75	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	5.57	6.03	6.03	6.03	6.03	5.57
		Nec.	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
		Nec.	4.63	4.63	0.00	0.00	4.63	4.63
F. Sobrecarga		0.02 mm, L/88632 (L: 1.90 m)			0.02 mm, L/88632 (L: 1.90 m)			
F. Ativa		0.08 mm, L/25324 (L: 1.90 m)			0.08 mm, L/25135 (L: 1.90 m)			
F. no tempo infinito		0.11 mm, L/17205 (L: 1.90 m)			0.11 mm, L/17205 (L: 1.90 m)			

V 5

V 5		Tramo: V-109			Tramo: V-110		
Corte		40x70			40x70		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-1.29	-5.00	-9.37	-9.10	-4.81	-1.24
x	[m]	0.20	0.62	0.95	0.00	0.33	0.75
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín.	[t]	-5.74	-10.45	-13.26	--	--	--
x	[m]	0.20	0.62	0.95	--	--	--
Esforço cortante máx.	[t]	--	--	--	13.11	10.25	5.55
x	[m]	--	--	--	0.00	0.33	0.75
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--
x	[m]	--	--	--	--	--	--





V 5			Tramo: V-109			Tramo: V-110		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Torçor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--
	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	5.57	6.03	6.03	6.03	6.03	5.57
		Nec.	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
		Nec.	4.63	4.63	0.00	0.00	4.63	4.63
F. Sobrecarga			0.02 mm, L/88870 (L: 1.90 m)			0.02 mm, L/88870 (L: 1.90 m)		
F. Ativa			0.08 mm, L/24290 (L: 1.90 m)			0.07 mm, L/25390 (L: 1.90 m)		
F. no tempo infinito			0.11 mm, L/17249 (L: 1.90 m)			0.11 mm, L/17249 (L: 1.90 m)		

V 6

V 6			Tramo: V-111			Tramo: V-112		
Corte			40x70			40x70		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín. x	[t·m]		-0.40	-0.83	-1.44	-1.58	-0.91	-0.44
	[m]		0.06	0.20	0.35	0.00	0.15	0.29
Momento máx. x	[t·m]		--	--	--	--	--	--
	[m]		--	--	--	--	--	--
Esforço cortante mín. x	[t]		-2.88	-3.21	-3.70	--	--	--
	[m]		0.06	0.20	0.35	--	--	--
Esforço cortante máx. x	[t]		--	--	--	4.02	3.50	3.15
	[m]		--	--	--	0.00	0.15	0.29
Torçor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--
	[m]		--	--	--	--	--	--
Torçor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--
	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	4.48	5.57	6.03	6.03	5.57	4.48
		Nec.	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
		Nec.	4.63	0.00	0.00	0.00	0.00	4.63
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.35 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.35 m)		
F. Ativa			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.35 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.35 m)		
F. no tempo infinito			0.01 mm, <L/1000 (L: 0.35 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 0.35 m)		





V 7

V 7		Tramo: V-113			Tramo: V-114			Tramo: V-115			
Corte		15x45			15x45			15x45			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-5.23	--	-3.46	-3.45	--	-3.39	-3.44	--	-4.01	
x	[m]	0.00	--	8.64	0.00	--	7.90	0.00	--	8.90	
Momento máx.	[t·m]	2.90	3.64	2.69	1.77	2.50	1.79	2.62	3.45	2.40	
x	[m]	2.78	4.28	5.78	2.61	3.98	5.36	2.93	4.43	6.06	
Esforço cortante mín.	[t]	--	-0.97	-2.07	--	-0.85	-2.10	--	-1.26	-2.41	
x	[m]	--	5.65	8.28	--	5.23	7.90	--	5.93	8.90	
Esforço cortante máx.	[t]	5.19	1.49	0.22	2.19	1.12	0.02	1.97	0.91	--	
x	[m]	0.00	2.90	5.78	0.00	2.73	5.36	0.43	3.06	--	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	4.02	1.01	4.02	4.02	1.01	4.02	4.02	1.01	4.02
		Nec.	3.08	0.00	2.19	2.19	0.00	2.16	2.16	0.00	2.56
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	1.86	2.10	1.77	1.20	1.43	1.21	1.71	1.99	1.62
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		3.88 mm, L/2229 (L: 8.64 m)			0.94 mm, L/7778 (L: 7.28 m)			3.42 mm, L/2601 (L: 8.90 m)			
F. Ativa		8.58 mm, L/1008 (L: 8.64 m)			2.44 mm, L/3023 (L: 7.37 m)			7.61 mm, L/1169 (L: 8.90 m)			
F. no tempo infinito		9.16 mm, L/943 (L: 8.64 m)			2.84 mm, L/2568 (L: 7.28 m)			8.09 mm, L/1100 (L: 8.90 m)			

V 7		Tramo: V-116			Tramo: V-117			Tramo: V-118		
Corte		15x45			15x45			15x45		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-4.05	--	-3.90	-3.89	--	-3.91	-3.97	--	-2.78
x	[m]	0.00	--	8.90	0.00	--	8.90	0.00	--	8.66
Momento máx.	[t·m]	2.40	3.34	2.42	2.52	3.37	2.52	2.31	3.24	2.31
x	[m]	2.88	4.38	6.01	2.96	4.46	5.96	2.91	4.53	6.03
Esforço cortante mín.	[t]	--	-1.05	-2.21	--	-0.98	-2.26	--	-1.16	-1.90
x	[m]	--	5.88	8.38	--	5.83	8.58	--	5.91	7.53





V 7		Tramo: V-116			Tramo: V-117			Tramo: V-118			
Corte		15x45			15x45			15x45			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Esforço cortante máx.	[t]	2.18	0.97	--	2.17	0.92	--	2.06	0.97	0.19	
	x [m]	0.38	3.01	--	0.33	3.08	--	0.53	3.03	8.90	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	4.02	1.01	4.02	4.02	1.01	4.02	4.02	1.01	4.02
		Nec.	2.56	0.00	2.47	2.47	0.00	2.50	2.50	0.00	1.59
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	1.59	1.92	1.61	1.66	1.94	1.65	1.54	1.86	1.54
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		2.67 mm, L/3331 (L: 8.90 m)			2.86 mm, L/3110 (L: 8.90 m)			1.81 mm, L/5777 (L: 10.45 m)			
F. Ativa		6.28 mm, L/1417 (L: 8.90 m)			6.65 mm, L/1339 (L: 8.90 m)			4.80 mm, L/2177 (L: 10.45 m)			
F. no tempo infinito		7.02 mm, L/1268 (L: 8.90 m)			7.34 mm, L/1212 (L: 8.90 m)			5.98 mm, L/1746 (L: 10.45 m)			

V 7		Tramo: V-119			
Corte		15x45			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-1.96	-0.55	--	
	x [m]	0.00	0.48	--	
Momento máx.	[t·m]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Esforço cortante mín.	[t]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Esforço cortante máx.	[t]	2.68	1.49	0.55	
	x [m]	0.00	0.48	0.86	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	4.02	4.02	3.32
		Nec.	1.43	1.16	0.31
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45





V 7			Tramo: V-119		
Corte			15x45		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Área Transv.	[cm ² /m]	Nec.	0.00	0.00	0.00
		Real	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	0.00
F. Sobrecarga			0.08 mm, L/123262 (L: 10.45 m)		
F. Ativa			0.22 mm, L/46575 (L: 10.45 m)		
F. no tempo infinito			0.28 mm, L/37487 (L: 10.45 m)		

V 8

V 8			Tramo: V-120			Tramo: V-121			Tramo: V-122		
Corte			15x45			15x45			15x45		
Região			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-5.20	--	-3.50	-3.54	--	-3.61	-3.68	--	-3.96
x	[m]		0.00	--	8.64	0.00	--	7.90	0.00	--	8.90
Momento máx.	[t·m]		2.90	3.64	2.69	1.77	2.50	1.78	2.62	3.45	2.41
x	[m]		2.78	4.28	5.78	2.61	3.98	5.36	2.93	4.43	6.06
Esforço cortante mín.	[t]		-0.19	-1.46	-2.45	-0.01	-1.11	-2.36	--	-1.03	-2.23
x	[m]		2.78	5.65	8.03	2.61	5.23	7.90	--	5.93	8.90
Esforço cortante máx.	[t]		6.07	0.99	--	2.08	0.85	--	2.19	1.14	--
x	[m]		0.00	2.90	--	0.00	2.73	--	0.68	3.06	--
Torçor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torçor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	4.02	1.01	4.02	4.02	1.01	4.02	4.02	1.01	4.02
		Nec.	3.09	0.00	2.23	2.23	0.00	2.33	2.33	0.00	2.51
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	1.86	2.10	1.77	1.20	1.42	1.21	1.71	1.99	1.62
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga			3.89 mm, L/2223 (L: 8.64 m)			0.96 mm, L/7594 (L: 7.28 m)			3.47 mm, L/2565 (L: 8.90 m)		
F. Ativa			8.62 mm, L/1002 (L: 8.64 m)			2.43 mm, L/3003 (L: 7.28 m)			7.66 mm, L/1162 (L: 8.90 m)		
F. no tempo infinito			9.17 mm, L/942 (L: 8.64 m)			2.86 mm, L/2544 (L: 7.28 m)			8.15 mm, L/1092 (L: 8.90 m)		





V 8		Tramo: V-123			Tramo: V-124			Tramo: V-125			
Corte		15x45			15x45			15x45			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-3.97	--	-3.89	-3.88	--	-3.99	-4.05	--	-2.78	
x	[m]	0.00	--	8.90	0.00	--	8.90	0.00	--	8.66	
Momento máx.	[t·m]	2.40	3.34	2.42	2.52	3.37	2.51	2.31	3.24	2.32	
x	[m]	2.88	4.38	6.01	2.96	4.46	5.96	2.91	4.53	6.03	
Esforço cortante mín.	[t]	--	-0.96	-2.11	--	-0.93	-2.22	--	-0.95	-1.68	
x	[m]	--	5.88	8.38	--	5.83	8.83	--	5.91	7.53	
Esforço cortante máx.	[t]	2.23	1.07	--	2.20	0.99	--	2.26	1.20	0.28	
x	[m]	0.38	3.01	--	0.33	3.08	--	0.78	3.03	8.90	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	4.02	1.01	4.02	4.02	1.01	4.02	4.02	1.01	4.02
		Nec.	2.51	0.00	2.46	2.46	0.00	2.55	2.55	0.00	1.59
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
		Nec.	1.59	1.92	1.61	1.66	1.94	1.65	1.54	1.86	1.55
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
F. Sobrecarga		2.66 mm, L/3345 (L: 8.90 m)			2.87 mm, L/3100 (L: 8.90 m)			1.82 mm, L/5746 (L: 10.45 m)			
F. Ativa		6.28 mm, L/1417 (L: 8.90 m)			6.65 mm, L/1338 (L: 8.90 m)			4.87 mm, L/2144 (L: 10.45 m)			
F. no tempo infinito		7.01 mm, L/1270 (L: 8.90 m)			7.35 mm, L/1210 (L: 8.90 m)			6.00 mm, L/1743 (L: 10.45 m)			

V 8		Tramo: V-126		
Corte		15x45		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-1.92		-0.53
x	[m]	0.00		0.48
Momento máx.	[t·m]	--		--
x	[m]	--		--
Esforço cortante mín.	[t]	--		--
x	[m]	--		--





V 8		Tramo: V-126			
Corte		15x45			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Esforço cortante máx.	[t]	2.64	1.47	0.55	
x	[m]	0.00	0.48	0.86	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	4.02	4.02	3.32
		Nec.	1.40	1.16	0.30
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.45	2.45	2.45
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.12	3.12	3.12
		Nec.	1.74	1.74	0.00
F. Sobrecarga		0.09 mm, L/122604 (L: 10.45 m)			
F. Ativa		0.30 mm, L/35231 (L: 10.45 m)			
F. no tempo infinito		0.28 mm, L/37415 (L: 10.45 m)			

V 9

V 9		Tramo: V-127			
Corte		15x45			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	--	-1.59	-5.14	
x	[m]	--	1.02	1.54	
Momento máx.	[t·m]	6.31	1.62	0.88	
x	[m]	0.00	0.52	1.54	
Esforço cortante mín.	[t]	-10.70	-8.17	-6.73	
x	[m]	0.00	0.52	1.14	
Esforço cortante máx.	[t]	--	0.98	3.52	
x	[m]	--	1.02	1.54	
Torçor mín.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[t]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	0.81	3.20	3.24
		Nec.	0.00	2.45	3.05
Área Inf.	[cm ²]	Real	4.71	4.71	2.08
		Nec.	3.75	2.88	1.16
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.08	3.08	3.08



V 9			Tramo: V-127		
Corte			15x45		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
		Nec.	2.75	1.65	1.45
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 1.54 m)		
F. Ativa			0.09 mm, L/8661 (L: 0.80 m)		
F. no tempo infinito			0.02 mm, L/82924 (L: 1.54 m)		

ARM. LAJES RETANGULARES

Altura em metros

Momentos em t·m/m

Armaduras em cm²/m

Diâmetro de barra em mm

Espaçamento em cm

			Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
Laje	Dir.	Altura	Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L2	X	0.30	6.66	2.70	6.12	9.13	3.71	8.39	Ø10c/8	Ø8c/13	Ø10c/9
	Y		0.35	0.30	-----	0.49	0.41	-----	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20	-----
L3	X	0.30	7.54	3.88	7.72	10.33	5.32	10.59	Ø16c/19	Ø8c/9	Ø12.5c/11
	Y		-----	0.36	-----	-----	0.49	-----	-----	Ø4.2c/20	-----
L4	X	0.30	7.59	3.56	6.14	10.41	4.88	8.42	Ø16c/19	Ø10c/16	Ø10c/9
	Y		0.31	0.28	0.32	0.43	0.39	0.44	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20
L5	X	0.30	7.54	3.58	7.48	10.34	4.91	10.25	Ø16c/19	Ø8c/10	Ø16c/19
	Y		0.30	0.28	0.30	0.42	0.39	0.42	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20
L6	X	0.30	6.48	3.78	8.78	8.88	5.19	12.04	Ø10c/8	Ø8c/9	Ø12.5c/10
	Y		-----	0.33	-----	-----	0.45	-----	-----	Ø4.2c/20	-----
L7	X	0.30	0.70	0.49	-----	0.96	0.67	-----	Ø4.2c/14	Ø4.2c/20	-----
	Y		0.29	0.91	0.30	0.40	1.24	0.42	Ø4.2c/20	Ø5c/16	Ø4.2c/20
L1	X	0.30	4.78	4.12	7.34	6.56	5.65	10.06	Ø12.5c/18	Ø12.5c/20	Ø12.5c/12
	Y		0.50	0.91	0.78	0.68	1.25	1.08	Ø4.2c/20	Ø5c/16	Ø5c/18





2 TERMO DE ENCERRAMENTO

Este documento apresentou o Memorial DE CÁLCULO da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê, localizada no município de Tietê.

Curitiba/PR, 04 de Setembro de 2024.



Documento assinado digitalmente
EDU JOSE FRANCO
Data: 18/10/2024 14:16:26-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

RESPONSÁVEL TÉCNICO:

EDU JOSÉ FRANCO

ENGENHEIRO CIVIL – CREA PR: 25802-D





PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ

MEMORIAL DESCRITIVO

Revisão 01

SETEMBRO DE 2024





Revisão	Data	Descrição	Elab.	Aprov.
02	04/09/2024	Revisão 02	VEF	EJF
01	04/09/2024	Revisão 01	VEF	EJF
00	24/01/2024	Emissão inicial	JF	EJF

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ

MEMORIAL DESCRITIVO

Elaboração: Jordana Furman CREA-PR 164.690/D	Aprovação: Edu José Franco CREA-PR 25.802/D	Código do Documento: F-2302-TI-1000-MD
--	---	--



SUMÁRIO

1	APRESENTAÇÃO.....	4
2	LOCALIZAÇÃO.....	4
3	DESCRIÇÃO DA OBRA.....	5
4	ENCARGOS DO CONTRUTOR	6
5	ACESSIBILIDADE	24
6	DADOS GEOTÉCNICOS.....	25
7	PLANO DE ATAQUE.....	30
8	TERMO DE ENCERRAMENTO.....	32





1 APRESENTAÇÃO

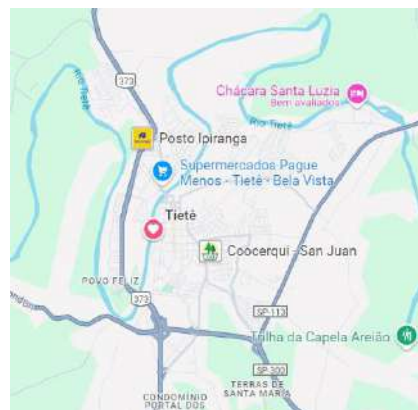
Este relatório, intitulado MEMORIAL DESCRITIVO – PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ, é parte integrante do projeto de Apoio Técnico para Desenvolvimento de Passarela Pênsil para o Município de Tietê.

A Fundação de Pesquisas Florestais do Paraná foi contratada pela Prefeitura Municipal de Tietê para apoiar tecnicamente na reprogramação do Convênio firmado junto ao Ministério do Turismo por intermédio da Caixa Econômica Federal - GIGOV Sorocaba.

São partes integrantes desse projeto:

- 1) Memorial Descritivo;
- 2) Projeto Estrutural da Passarela Pênsil;
- 3) Planilha Orçamentária atualizada.

2 LOCALIZAÇÃO



3 DESCRIÇÃO DA OBRA

Obra de arte especial constituída por uma Passarela Pênsil localizada sobre o Rio Tietê, no município de Tietê - SP.

A obra será utilizada para passagem de pedestres nos termos da Norma NBR 7188/2013.

A superestrutura da ponte é constituída por um vão pênsil com comprimento livre de 90,80 m e largura de 2,80 m em piso de madeira enrijecido com treliça de madeira

As treliças de madeira são suspensas por tirantes verticais com cabos de aço e contidas por cabos inferiores num sistema de viga pênsil. O movimento horizontal do tabuleiro é controlado por um treliçado de tirantes no plano do piso ancorados nos mastros.

A infraestrutura do vão central, onde estão apoiados os mastros e ancorados os cabos, é formado por tubulões de base alargada.

As rampas de acesso à passarela são constituídas por elementos de concreto armado com guarda corpo misto de concreto e madeira. As rampas serão dotadas de corrimão metálico para atendimento da NBR-9050/2020.

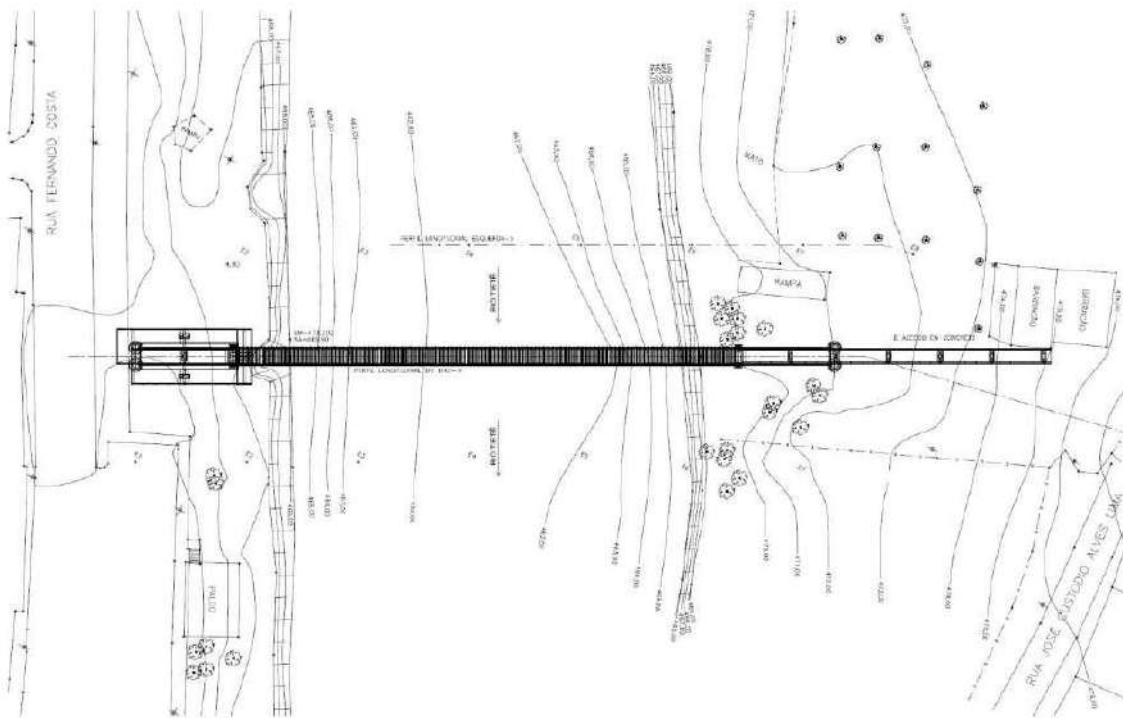
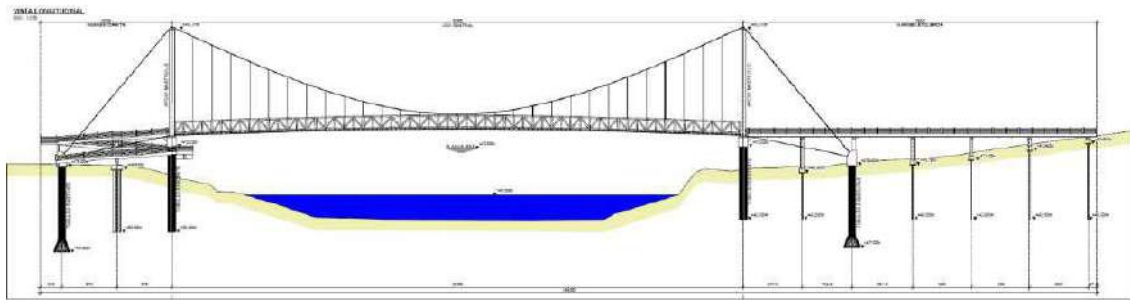


Figura 1 - Planta de localização da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê (F-2302-TI-1001-ESTRU01_R00).



**Figura 2 – Perfil longitudinal da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê
(F-2302-TI-1001-ESTRU02_R00).**

4 ENCARGOS DO CONTRUTOR

1. Serviços Preliminares

Para o início dos trabalhos será necessário a instalação da placa de obras, respeitando as condições de projeto e as normas técnicas vigentes ABNT NR 18, onde irá identificar a origem do recurso, valor total da obra e prazo de execução.

2. Administração Local

É de inteira responsabilidade da CONTRATADA o fornecimento de técnicos responsáveis durante todo período de execução da obra previsto em cronograma, devendo ter uma estrutura administrativa mínima para execução da obra.

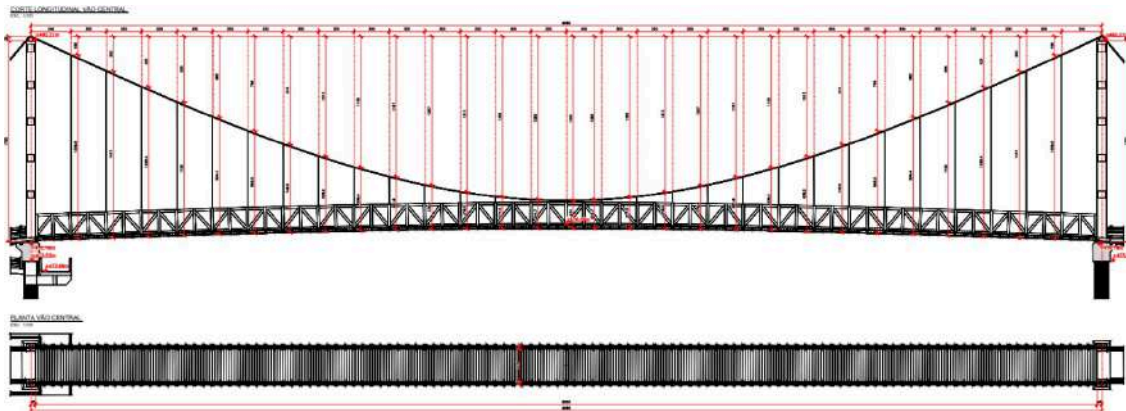
3. Canteiro

A estrutura do canteiro se resumirá a um container com banheiro alugado para o período da obra, por se tratar de um cronograma curto, essa opção se apresentada mais econômica.

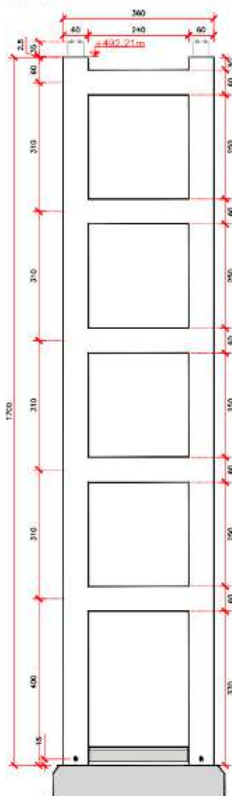
4. Mobilização/Desmobilização

A executora tomará todas as providencias relativas a mobilização e desmobilização de pessoal e equipamentos necessários, descritos no item “Mobilização e desmobilização” do orçamento apresentado, com transporte de equipamentos com DMT de até 79 km, sendo previstos no mínimo o deslocamento de bate estacas e guincho.

5. Torres



CORTE PILAR CENTRAL EM CONCRETO ARMADO
ESC. 1/75



5.1.

Delimitando o vão central da estrutura pênsil, com 17m de altura, são construídos dois mastros de concreto com dimensões 60x80cm apertado com vigas horizontais a cada 2,50m.

Para construção dos mastros serão mobilizados serviços de cimbramento, formas, armadura e lançamento de concreto dentro das especificações previstas em norma, que constam do volume específico.

Para construção dos mastros serão necessários os seguintes trabalhos:

Blocos

O topo dos tubulões deverá ser limpo e preparado para construção do bloco de apoio dos mastros, com atenção redobrada para os inserts metálicos dos superlaços que formam a ancoragem dos cabos.

5.2. Pilares

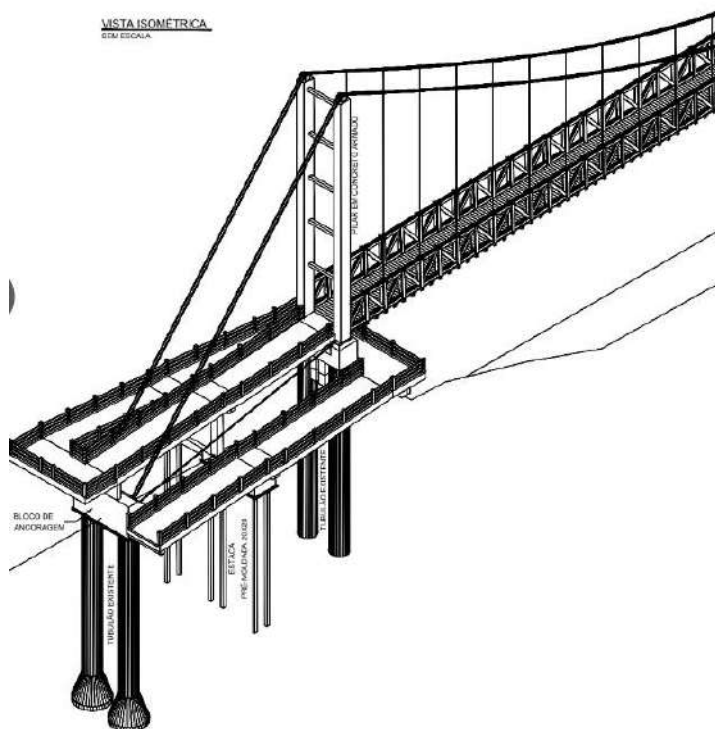
Os pilares altos precisaram de cimbramento e andaimes com acesso por escada que deverão permanecer até terminar os trabalhos com cabos. Deve ser dada atenção especial as peças metálicas como as bainhas e os chumbadores das ancoragens dos cabos de 1/2" na base inferior, com atenção para a cota de

implantação, 15cm acima do topo do bloco e as correções na parte superior, que deverão preceder a concretagem

5.3. Vigas

As vigas de travamento serão executadas com cimbramento no nível anterior, previamente concretado, acessado pelos andaimes laterais que sobem junto com os pilares.

6. Rampa Margem Esquerda



Na margem esquerda será construída uma rampa de acesso em concreto armado convencional, nas cotas e medidas previstas em projeto, dotadas de guarda corpo de madeira com pilaretes de concreto.

Para sua execução serão necessários os seguintes serviços;

6.1. Fundação

Deverão ser cravadas estacas de concreto pré-moldado até o nível do impenetrável nas dimensões 30x30cm usando bate estaca de qualquer tipo de acionamento. O topo das estacas depois de arrasado na cota de projeto será coberto por bloco de coroamento que servira de apoio direto para a laje da passarela de concreto.



6.2. Bloco Tubulão

Os tubulões extremos receberão bloco de coroamento com inserts metálicos dos aparelhos de apoio, requerendo cuidado na implantação e alinhamento dos superlaços dos cabos superior e inferior.

6.3. Bloco Pilares

Nos pilares os blocos terão dimensões especiais, servido para apoio indireto da parte em balanço da passarela que passa sob o treliçado principal de madeira. Neste local, que tem um tirante de concreto, as armaduras devem ser montadas e a concretagem deve ser a última operação, para prevenir fissuras posteriores.

6.4. Pilares

Existem pequenos pilaretes e paredes de concreto de pequena altura para unir os blocos com as lajes do passadiço que precisam de cuidado na montagem, em relação à geometria das formas para não afetar a inclinação das rampas.

6.5. Viga Travessa

Sob o tabuleiro, cruzando o trecho treliçado, existem uma viga travessa em balaço, que deve ser concretada antes do tirante sobre o bloco principal, para poder carrega-lo antes da concretagem.

6.6. Tabuleiro

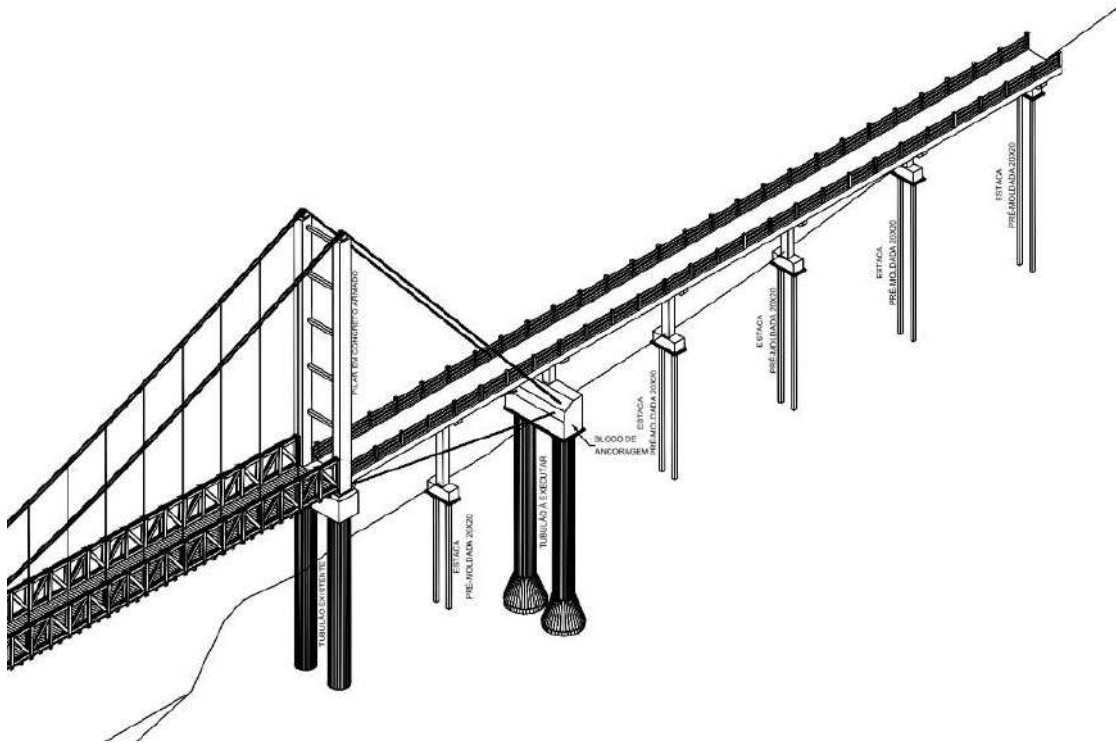
O tabuleiro constitui a laje da passarela de concreto, devendo ser escorada no terreno natural e concretada no local.

6.7. Calçada e Acessos

Para ligação com a rua prof.^a Maria Aurora de Arruda, foram previstas calçadas em concreto simples com base de brita graduada sobr subleito regularizado e compactado, executadas no terreno natural.

7. Rampa Margem Direita

Na margem direita será construída uma rampa de acesso em concreto armado convencional, nas cotas e medidas previstas em projeto, dotadas de guarda corpo de madeira com pilaretes de concreto.



Para sua execução serão necessários os seguintes serviços:

7.1. Fundação

Deverão ser cravadas estacas de concreto pré-moldado até o nível do impenetrável nas dimensões 30x30cm usando bate estaca de qualquer tipo de acionamento. O topo das estacas depois de arrasado na cota de projeto será coberto por bloco de coroamento que servira de apoio direto para a laje da passarela de concreto.

7.2. Bloco Tubulão

Os tubulões extremos receberão bloco de coroamento com inserts metálicos dos aparelhos de apoio, requerendo cuidado na implantação e alinhamento dos superlaços dos cabos superior e inferior.



7.3. Bloco Pilares

Nos pilares os blocos terão dimensões especiais, servido para apoio direto das treliças de madeira e do piso da passarela.

7.4. Viga Baldrame

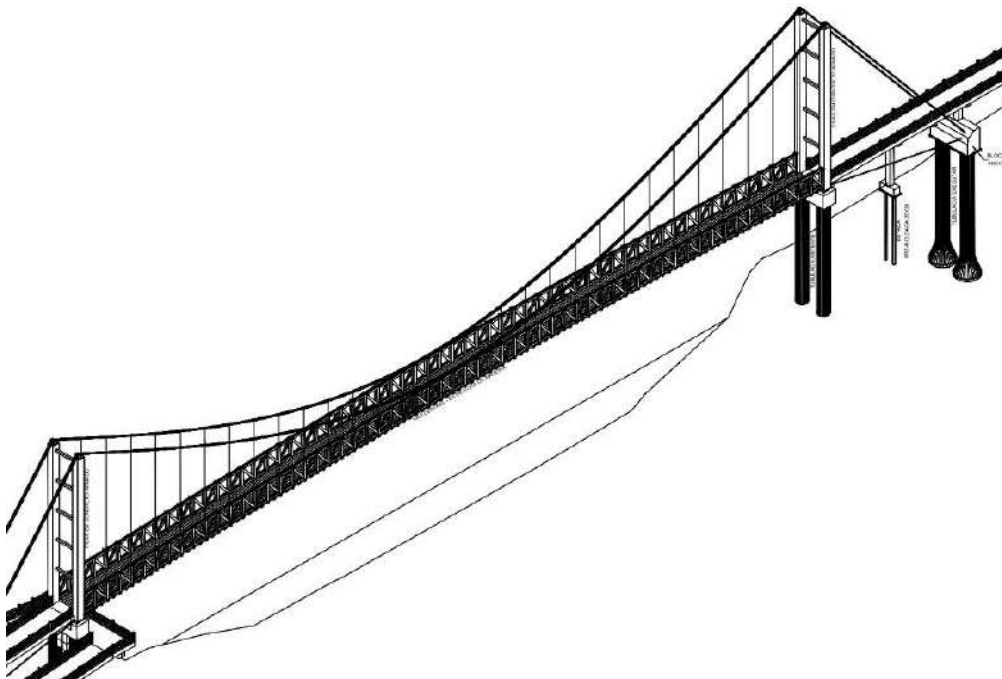
Ligando os blocos será feita uma viga baldrame, apoiada no solo, para travamento.

7.5. Pilares/Vigas/Tabuleiro

O tabuleiro constitui a laje da passarela de concreto, devendo ser escorada no terreno natural e concretada no local.

8. Estrutura

Neste item estão abrangidos os elementos de estruturas metálicas e estruturas de madeira que constituem o estrado da passarela pênsil.

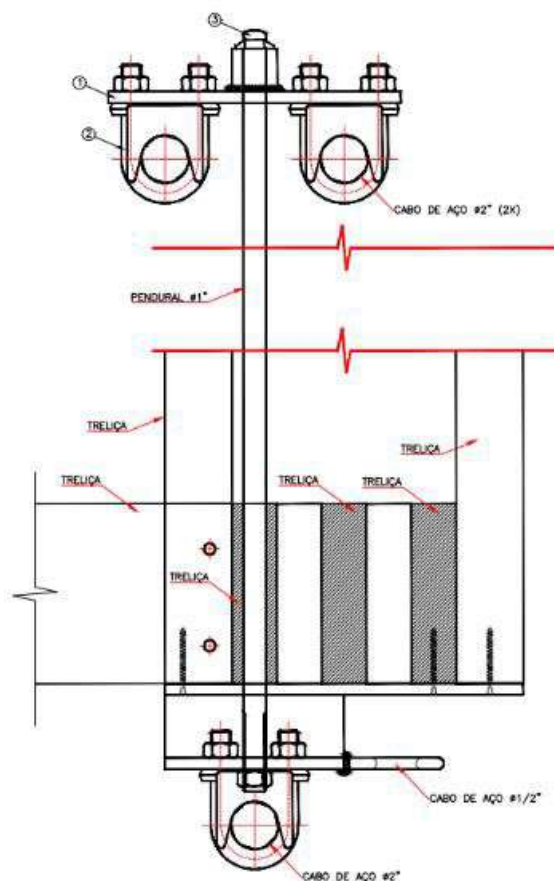


8.1. Metálica

A estrutura metálica é composta pelos seguintes elementos:

- Os dois cabos superiores, cada um com duas cordoalhas de 2", passando pelos aparelhos de apoio tipo corrediça no topo de cada mastro e ancorados no bloco de concreto sobre tubulões usando as ancoragens tipo superlaço dupla;
- Os dois cabos inferiores, cada um com uma cordoalha de 2", passando pela bainha na base de cada mastro e ancorados no bloco de concreto sobre tubulões usando as ancoragens tipo superlaço simples;
- Os 60 pendurais em barra de aço SAE 1020 1" e seus conectores superiores e inferiores;
- Os dois tirantes de travamento de 1/2" no plano do piso de madeira e suas ancoragens na base de cada pilar;

8.1.1. Pendural 1" SAE 1020

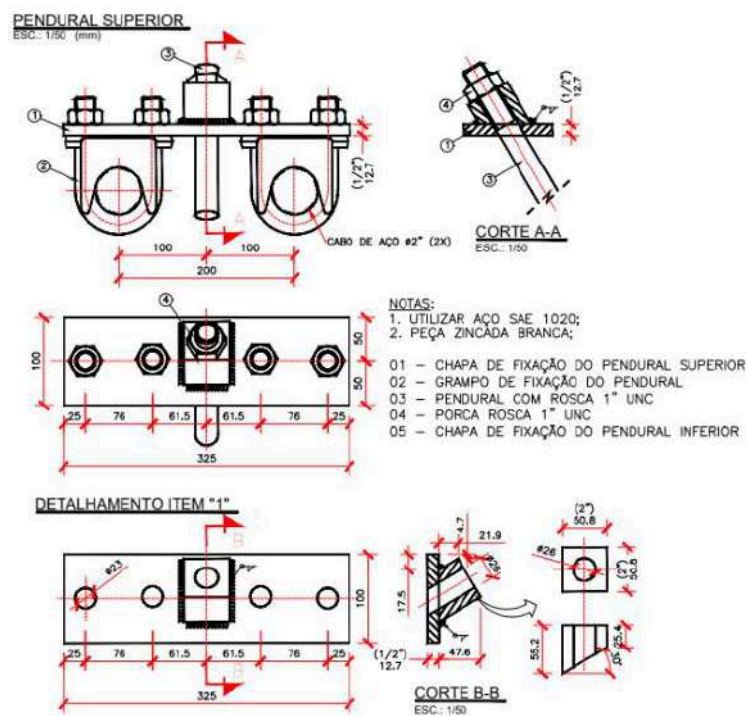


Os pendurais são 58 cabos verticais em barra reta rosca de aço SAE-1020 de 1", nos comprimentos e repetições listados abaixo, totalizando 437,31m.

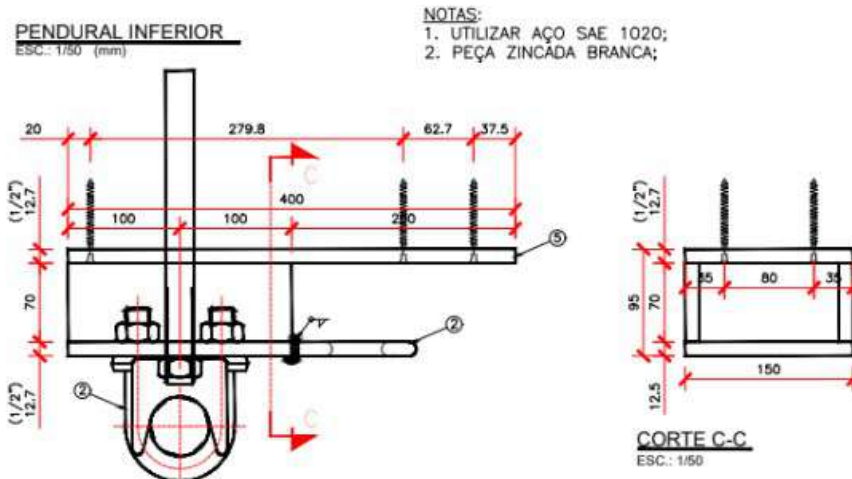
N – Quant	Comprimento Pendural(m)
P01 - 4x	15.19
P02 - 4x	13.42
P03 - 4x	11.78
P04 - 4x	10.27
P05 - 4x	8.89
P06 - 4x	7.65
P07 - 4x	6.53
P08 - 4x	5.55
P09 - 4x	4.70
P10 - 4x	3.98
P11 - 4x	3.39
P12 - 4x	2.93
P13 - 4x	2.60
P14 - 4x	2.41
P15 - 2x	2.34

8.1.2. Ancoragem dos pendurais de 1"

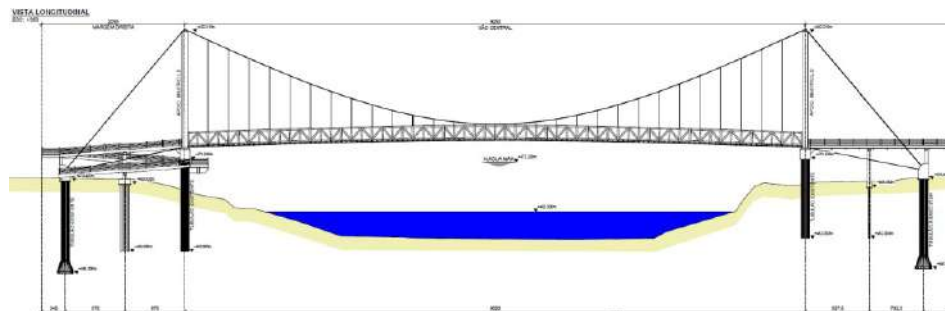
As ancoragens dos pendurais são feitas por dispositivos de chapas soldadas com conectores metálicos tipo grampo e porca, conforme abaixo, montados sobre pressão sobre os cabos superior e inferior.



No conector inferior, as placas são aparafusadas no banzo da estrutura de madeira com parafusos autoatarrachantes para enrigecer a ligação. Na chapa também é soldada uma porca olhal para passagem do tirante de travamento de 1/2" que enrigesse o plano do piso.



8.1.3. Cabo principal 2x2" EIPS AF



Os dois cabos superiores são formados por duas cordoalhas de 2" cada um em Aço Classe EIPS-AF 6x19 com $f_y=1960$ N/mm² e carga de Ruptura de 178.34 tf/cordoalha.

O cabo superior mede 150,56m por cabo sendo 96,19m no trecho parabólico, 27,34m no trecho reto à esquerda e 27,03m no trecho reto à direita, totalizando 602,24m de cabos, cujas medidas deverão ser verificadas em campo antes do corte para prevenir imperfeições.

Os cabos serão lançados após a construção dos mastros de concreto, que deverão ter inseridos os aparelhos de apoio metálicos no topo e na base para ancoragem.

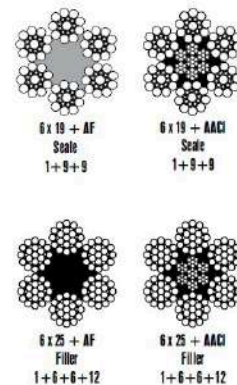
A instalação dos cabos é feita usando um cabo guia de pequeno porte, que é atravessado por barco entre as margens e colocado no topo dos mastros, o cabo guia é ligado ao cabo principal e puxado permitindo o lançamento.

Uma vez na posição adequada, o capuz da corredeira é aparafusado e as ligações no superlaços são fechadas permitindo que o cabo atue com carga.

Os cabos principais, serão usados para curso dos trolers acionados por guincho que permitirão o lançamento das treliças de madeira.

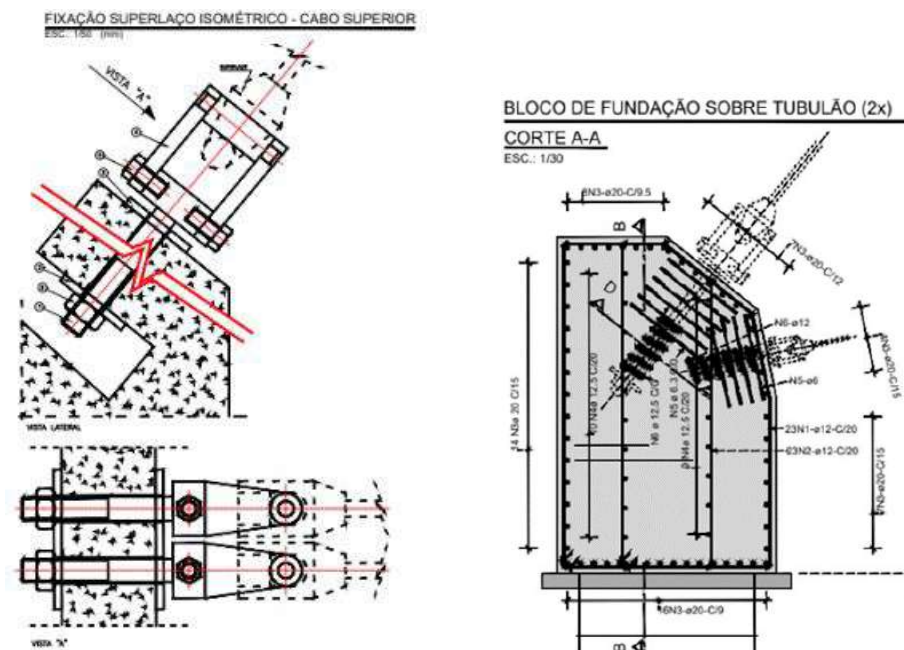
Cabo de Aço classe 6 x 19 / 25 - Alma de Fibra / Alma de Aço*

Diâmetro		Carga de ruptura mínima Tf					
		AF			AA		
mm	Pol.	Massa Aprox. Kg/m	1770 N/mm ² IPS	1960 N/mm ² EIPS	Massa Aprox. Kg/m	1770 N/mm ² IPS	1960 N/mm ² EIPS
3,2	1/8	0,03	0,61	0,68	0,03	0,66	0,73
5	3/16	0,08	1,49	1,65	0,06	1,61	1,78
6	1/4	0,13	2,14	2,37	0,14	2,31	2,56
8	5/16	0,23	3,81	4,22	0,25	4,11	4,55
10	3/8	0,35	5,96	6,60	0,40	6,43	7,12
11	7/16	0,43	7,21	7,98	0,48	7,77	8,61
13	1/2	0,60	10,07	11,15	0,67	10,80	12,02
14,5	9/16	0,77	12,52	13,87	0,85	12,64	14,96
16	5/8	0,91	15,25	16,88	1,02	16,45	18,21
19	3/4	1,30	21,50	23,81	1,44	23,20	25,69
22	7/8	1,74	28,83	31,92	1,94	31,10	34,44
26	1	2,43	40,26	44,59	2,70	43,44	48,10
28	1-1/8	2,81	46,70	51,71	3,14	50,37	55,78
32	1-1/4	3,68	60,99	67,54	4,10	65,80	72,86
35	1-3/8	4,40	72,96	80,79	4,90	78,71	87,16
38	1-1/2	5,18	86,01	95,24	5,78	92,78	102,74
42	1-5/8	6,95	105,07	116,34	7,74	113,34	125,51
45	1-3/4	7,27	120,61	133,56	8,10	130,11	143,70
48	1-7/8	8,27	137,23	151,96	9,22	148,04	164,00
52	2	9,71	161,05	178,34	10,80	173,74	192,39
56	2-1/4	11,30	186,78	206,83	12,50	201,50	223,13
60	2-3/8	12,90	214,42	237,44	14,40	231,31	256,14



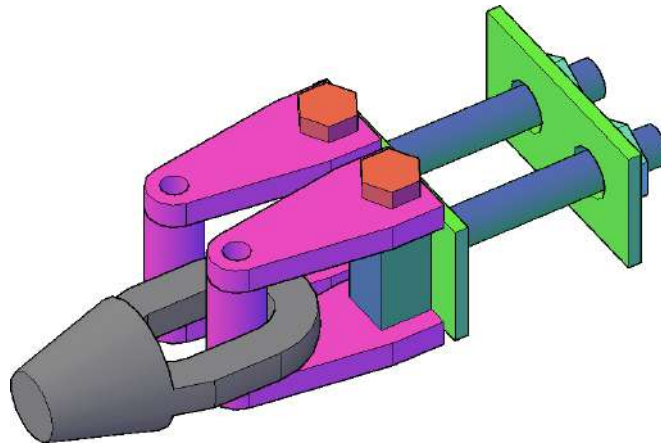
Cabos de aço de 6 pernas com 15 a 26 arames em cada perna. Possuem boa resistência à flexão e boa resistência à abração. Esta classe é uma das mais utilizadas, oferecendo as construções mais adequadas para a maior parte das aplicações nas bitolas mais comuns. Cuidado especial deve ser tomado com cabos de aço na construção 6x19 M, pois tem uso restrito. Acabamento: Polido, Galvanizado ou Aço Inox.

8.1.4. Ancoragem cabo 2x2"



As ancoragens dos cabos principais são compostas por barras roscadas e chapas soldadas nas medidas constantes em projeto, concretadas previamente nos blocos de coroamento dos tubulões. Os soquetes de 2” estão incluídos nesta composição, mas deverão estar instalados nos cabos previamente, devendo ser apertados nos garfos pelos parafusos laterais.

O desenho abaixo esclarece o aspecto do conjunto :



8.1.5. Cabo inferior 1x2” IEPS.

Os dois cabos inferiores são formados por uma cordoalha de 2” cada, em Aço Classe EIPS-AF 6x19 com $f_y=1960$ N/mm² e carga de Ruptura de 178.34 tf/cordoalha.

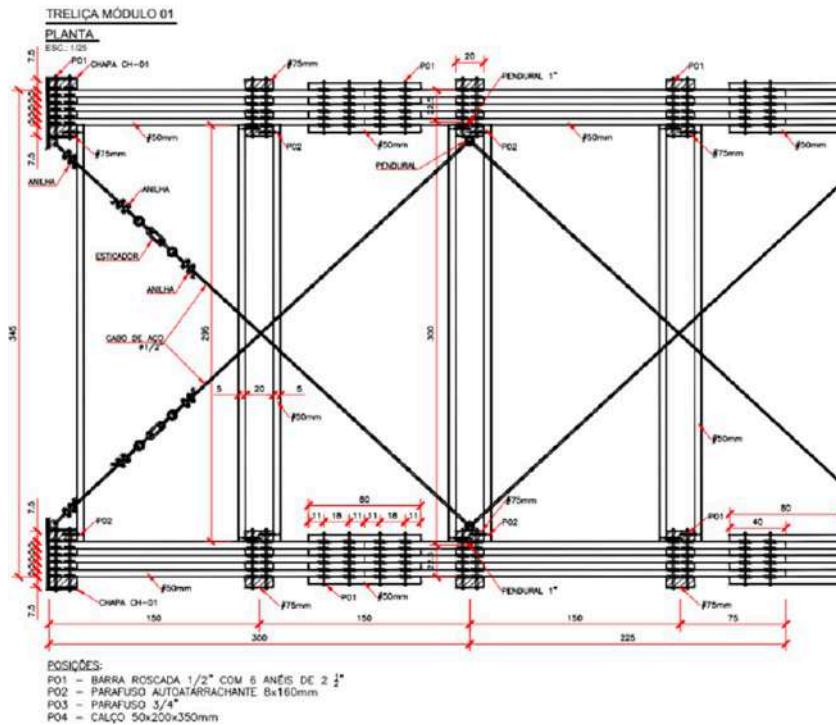
O cabo inferior mede 126,52m por cabo sendo 90,84m no trecho parabólico, 17,91m no trecho reto à esquerda e 17,97m no trecho reto à direita, totalizando 253,04m de cabos, cujas medidas deverão ser verificadas em campo antes do corte para prevenir imperfeições.

Os cabos serão lançados após a construção dos mastros de concreto, que deverão ter inseridos os aparelhos de passagem tipo bainha na base.

A instalação dos cabos é feita usando um cabo guia de pequeno porte, que é atravessado por barco entre as margens e colocado na base dos mastros, o cabo guia é ligado ao cabo inferior e puxado permitindo o lançamento.

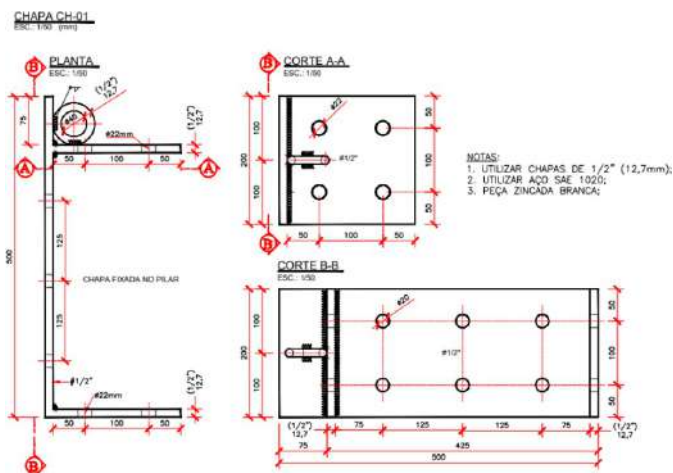
Uma vez na posição adequada, as ligações no superlaços são fechadas permitindo que o cabo atue com carga.

Os cabos principais, serão usados para apoio inferior das treliças de madeira.

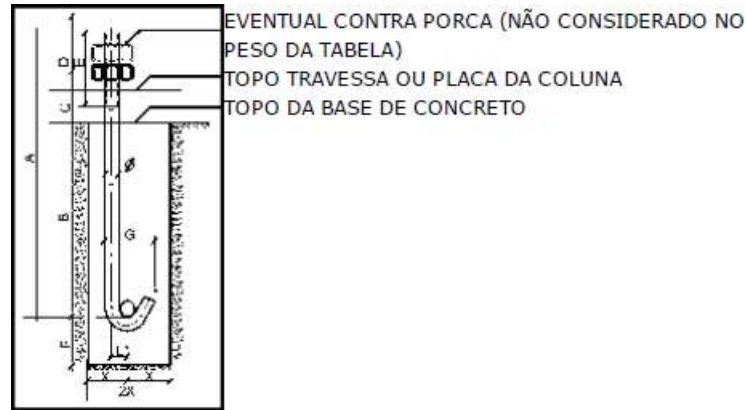


8.1.8. Ancoragens Cabo de aço 1/2" EIPS

As ancoragens dos cabos de aço de 1/2" dos tirantes no plano do piso são compostas por barras roscadas e chapas soldadas nas medidas constantes em projeto, chumbadas previamente na base dos mastros. Os esticadores e anilhas estão incluídos nesta composição, mas deverão estar instalados nos cabos previamente, devendo ser tensionados no local.



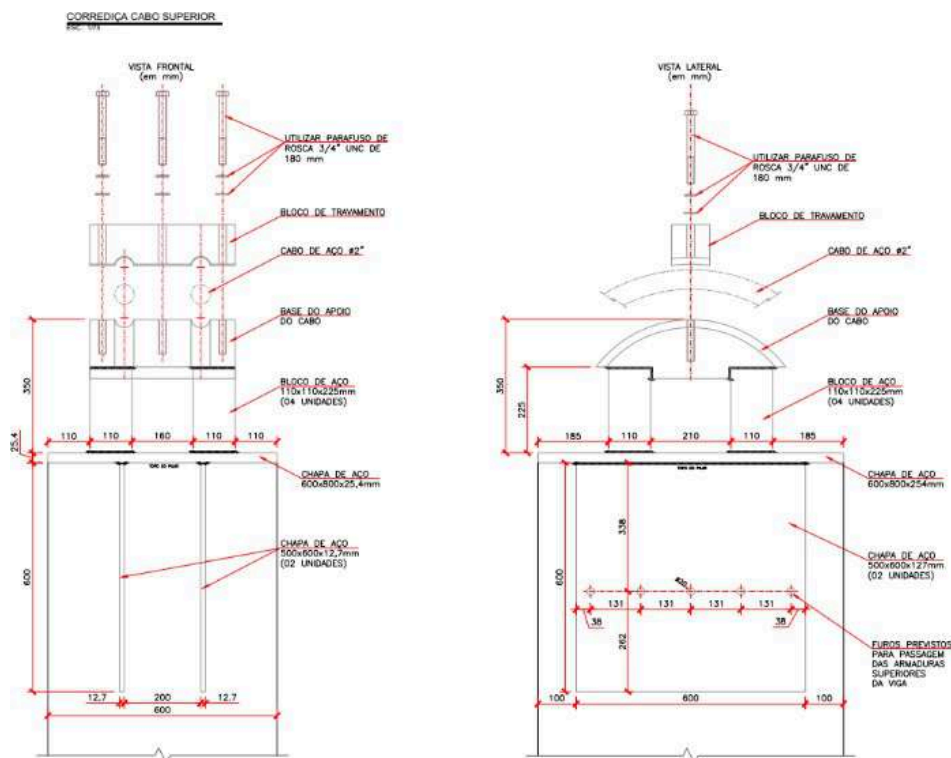
Para ligação com o mastro, deverão ser chumbados na base 6 barras com gancho de 16mm x500m em posição horizontal que servirão de conexão rosqueada com porca.



Este apoio também serve como console para o extremo das treliças de madeira, que incluem os conectores necessários.

8.1.9. Aparelhos de apoio dos pilares

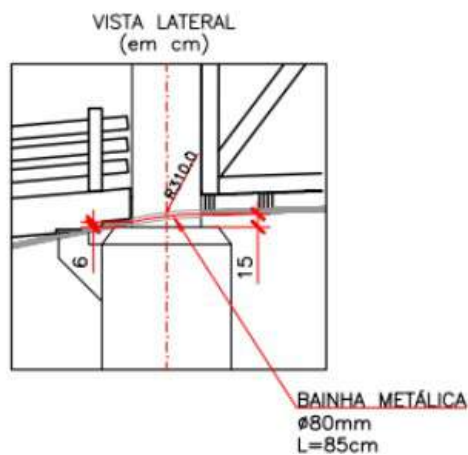
Os quatro aparelhos de apoio no topo dos Mastros são compostas por parafusos roscados, chapas soldadas e tarugos usinados nas medidas constantes em projeto, chumbadas previamente no topo dos mastros.



As ranhuras da base de apoio do cabo servem de guia para os cabos guia e consolo para os cabos principais, sendo mantidos na posição após a montagem pela fixação do bloco de travamento, feita com os parafusos.

CORREDIÇA CABO INFERIOR

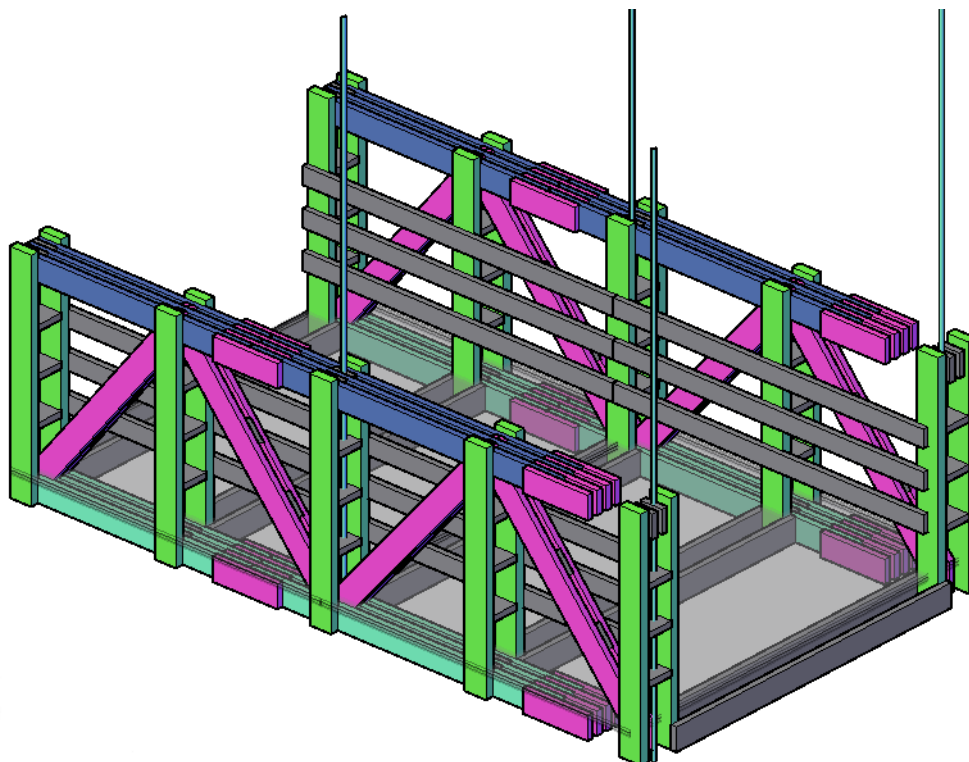
ESC.: 1/75



Na parte inferior, o cabo passa pelas bainhas concretadas na base dos Mastros, que deve ser incluída na fase de formas, bem como os chumbadores da placa de apoio dos tirantes de 1/2", com atenção para o desnível de 15cm necessário para continuidade da geometria em perfil.

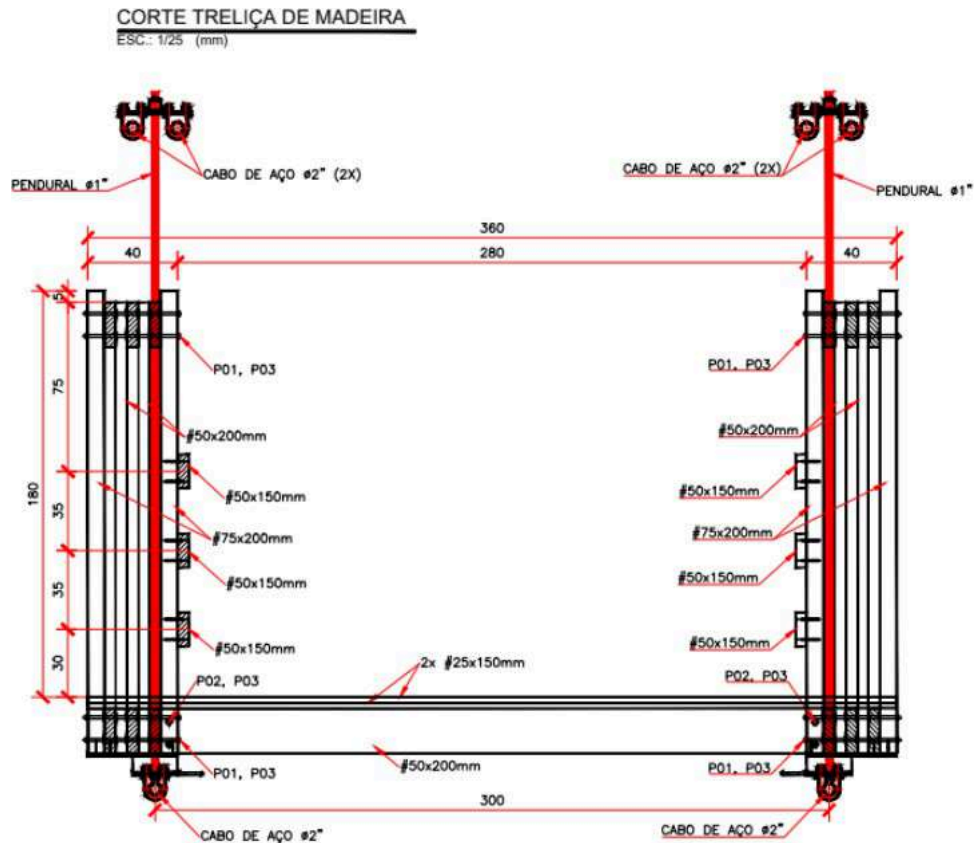
8.2. Madeira

As treliças de madeira solidarizadas por talas de emenda servem de viga enriçedora do piso da passarela.



8.2.1-Assoalho de Madeira

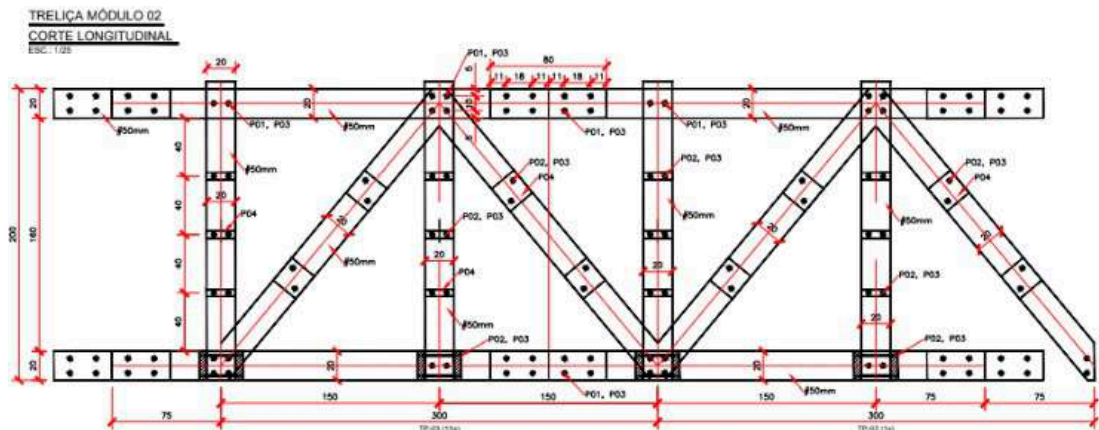
O assoalho de madeira que constitui o piso da passarela é assentado sobre os barrotes duplos que são pregados nos montantes das treliças, com duas camadas de tábuas 2,50x15cm pregados em diagonal cruzada para aumentar a rigidez horizontal. Para que sua implantação seja possível, as treliças deverão estar posicionadas, unidas com as talas e com os barrotes pregados. A montagem deve ser feita a partir de uma das extremidades, para diminuir o risco e não acumular erros no centro do piso.



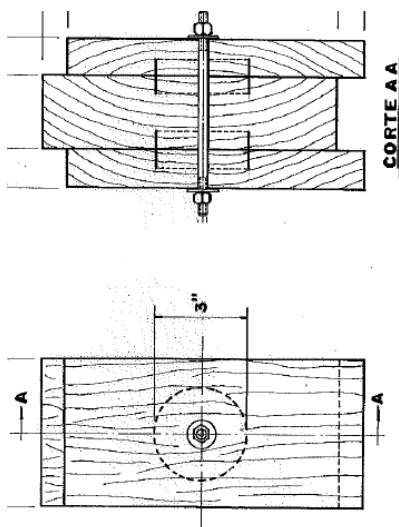
8.2.3-Treliças e Guarda Corpo



As treliças de madeira Classe C60 unidas com conectores e pinos metálicos nas medidas estabelecidas em projeto, serão construídas em módulos de 3m e lançadas até a posição definitiva por içamento, aproveitando um guincho apoiado nos cabos principais, ativado por talha operada pelos extremos da passarela.

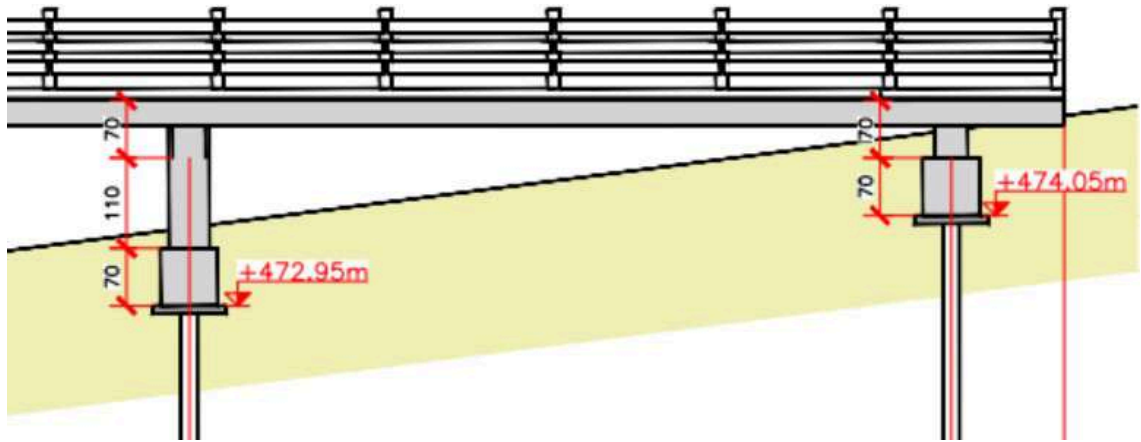


As ligações de madeira serão feitas com conectores metálicos de cisalhamento de 3” unidos por barra rosca de 19mm, conforme ilustrado abaixo.

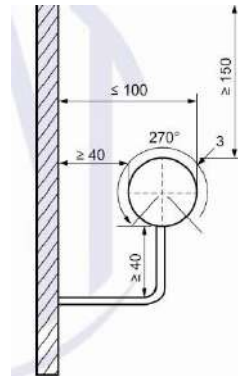
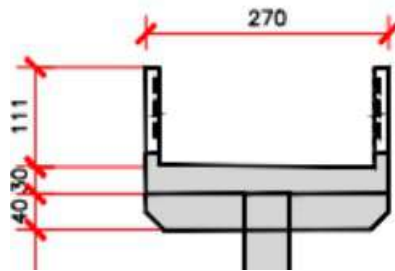


8.2.4-Guarda Corpo

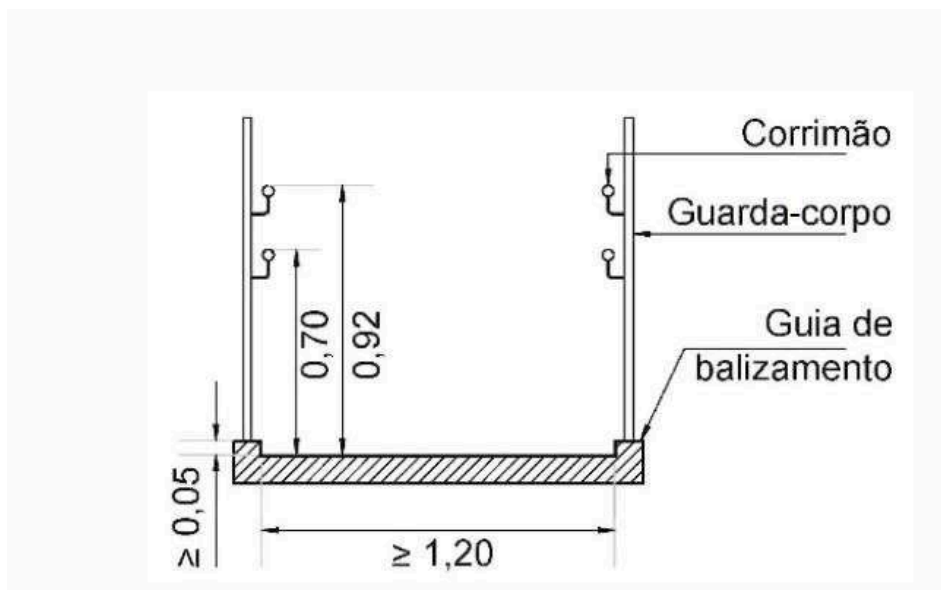
O guarda corpo de madeira com 3 peças horizontais de 150x50mm serfa fixado nas treliças de madeira com pregos e nos pilaretes de concreto das passarelas de acesso com parafusos.



CORTE B-B
ESC.: 1/100



Nos guarda-corpo, nos locais com rampa acima de 5% serão implantados corrimãos duplos para atendimento da Norma NBR 9050/20 conforme desenho abaixo.





5 ACESSIBILIDADE

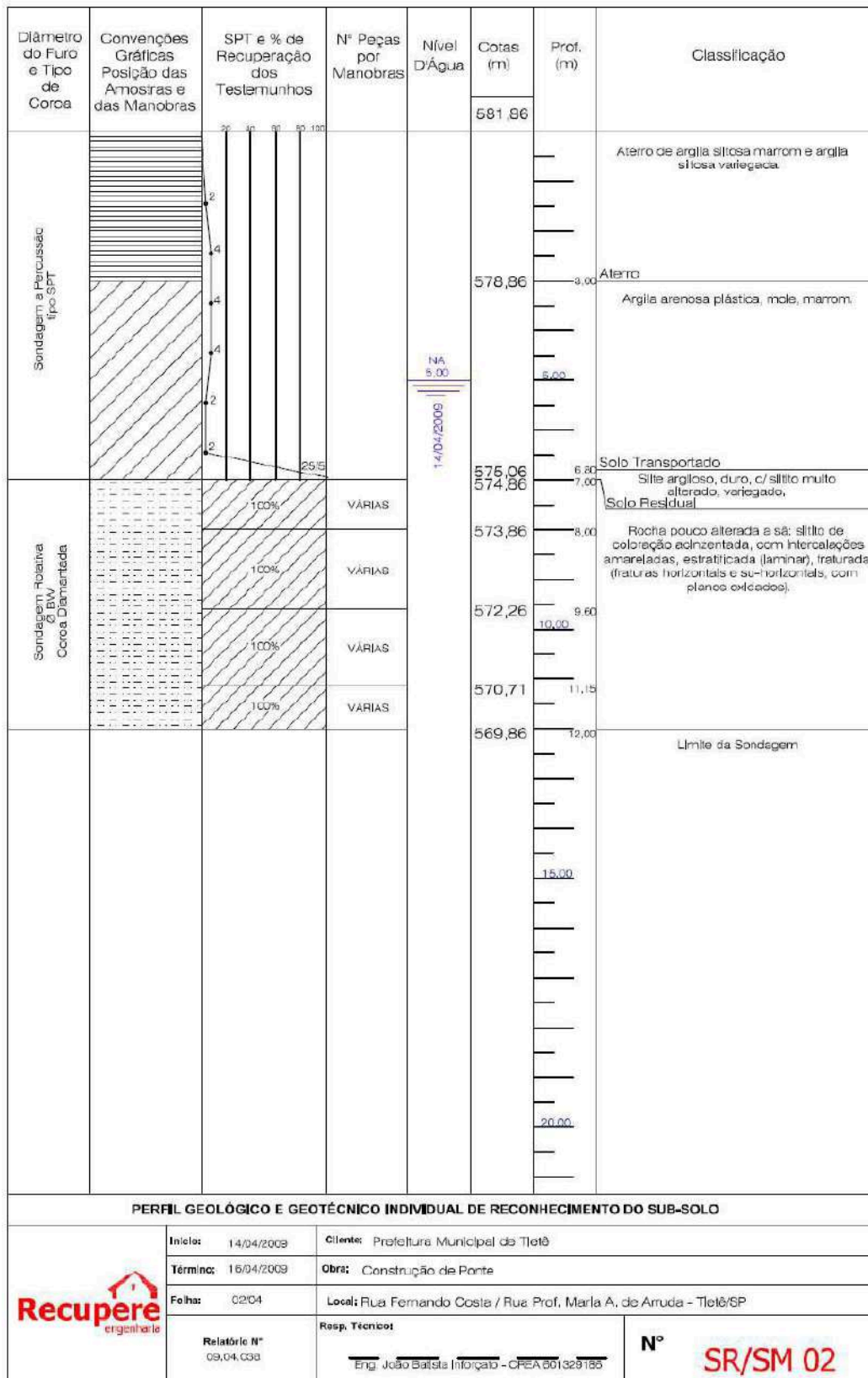
A ponte pênsil, é um importante ponto de acesso e circulação na região. A obra de acessibilidade consiste em adaptar e modificar a estrutura da ponte para garantir o acesso adequado e seguro para todas as pessoas, respeitando as normas e legislações vigentes de acessibilidade.

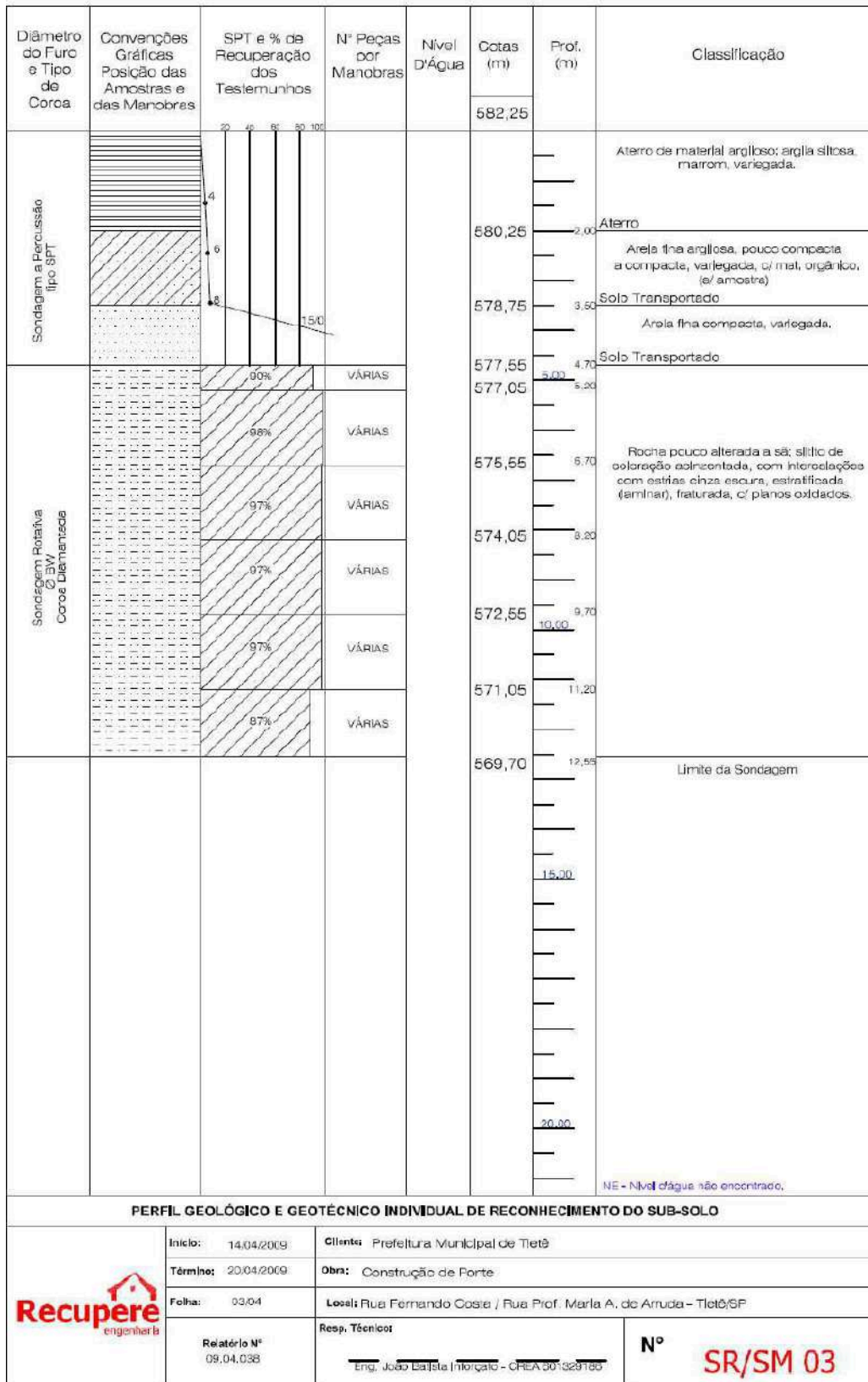
Requisitos de Acessibilidade

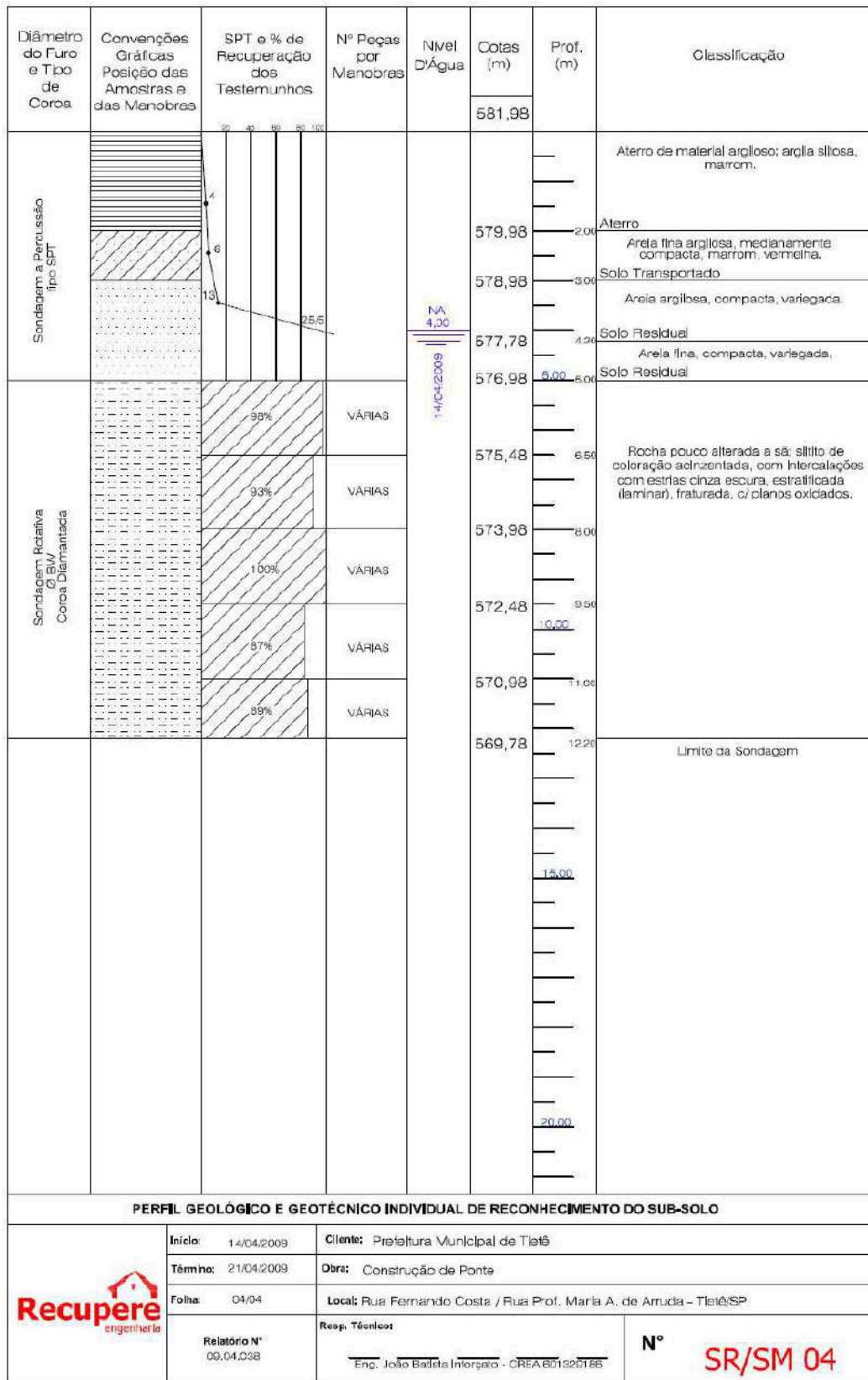
Para garantir a acessibilidade da ponte, serão realizadas as seguintes modificações e adaptações:

- **Rampas de Acesso:**
 - Construção de rampas com inclinação não superior a 8%, conforme a NBR 9050.
 - Largura das rampas de 2,70 metros para permitir a passagem de cadeiras de rodas e outros dispositivos de mobilidade.
 - Instalação de corrimãos em ambos os lados das rampas, com altura entre 0,70 e 0,92 metro do piso.
- **Sinalização Tátil:**
 - Instalação de pisos táteis de alerta e orientação para deficientes visuais, com contraste de cor em relação ao piso ao redor.
- **Adequação dos Guarda-Corpos:**
 - Guarda-corpos com altura adequada, de forma a garantir a segurança e o apoio a todos os usuários, inclusive para pessoas em cadeiras de rodas.
 - Adequação das aberturas do guarda-corpo para evitar riscos de acidentes.











7 PLANO DE ATAQUE

Serviços Preliminares - Canteiro de Obras

1. Executar as cercas:
 - Inicialmente, será realizada a delimitação e fechamento do perímetro do canteiro de obras com cercas apropriadas. Este passo é fundamental para garantir a segurança do local e o controle de acesso de pessoas e equipamentos.
2. Prover a instalação de energia:
 - Em seguida, será providenciada a instalação de energia elétrica no canteiro de obras. Isto envolve a solicitação de ligação temporária à concessionária local, bem como a instalação de quadros de distribuição e pontos de energia para atender às necessidades dos equipamentos e iluminação do local.
3. Prover as instalações provisórias:
 - Montagem das instalações provisórias necessárias para o funcionamento do canteiro, incluindo escritórios, almoxarifado, áreas de convivência, banheiros e refeitórios. Estas instalações devem ser planejadas para oferecer condições adequadas de trabalho e acomodação para a equipe.

1ª Fase - Execução das Fundações

Mobilização do bate-estacas:

- Mobilização do equipamento de bate-estacas, incluindo transporte até o local da obra e montagem do equipamento. Esta etapa é crucial para a execução das estacas de fundação.
2. Locação das Estacas:
 - Realização da marcação e locação das estacas no terreno, conforme o projeto estrutural. Esta atividade deve ser executada com precisão para garantir a correta disposição das estacas.
 3. Cravação:
 - Processo de cravação das estacas, utilizando o bate-estacas para atingir a profundidade e resistência especificadas no projeto. Este passo deve ser monitorado de perto para assegurar a qualidade e a conformidade com os critérios de fundação.





4. Desmobilização do bate-estacas:

- Após a conclusão da cravação das estacas, o bate-estacas será desmobilizado. Isso envolve a desmontagem do equipamento e seu transporte para fora do canteiro de obras.

5. Construção dos blocos:

- Construção dos blocos de fundação sobre as estacas cravadas. Esta etapa inclui a execução de formas, armação e concretagem dos blocos, seguindo as especificações técnicas do projeto.

2a Fase - Execução das Rampas de Acesso

- Construção das rampas de acesso em ambas as margens, após finalizada a construção dos blocos, proporcionando uma estrutura segura para o trânsito de pedestres. Com este serviço realizado os construtores terão acesso para levar os materiais para a próxima etapa. Esta etapa deve considerar a topografia local e as especificações de engenharia civil.

3a Fase - Execução das Torres de Concreto

- Início da construção dos mastros, seguindo os detalhes construtivos e especificações do projeto. Os mastros são elementos estruturais importantes e sua execução deve ser feita com precisão e controle de qualidade, pois será a partir dele que os outros elementos da passarela pênsil irão se apoiar.

4a Fase - Passagem dos Cabos e Tirantes

- Com os mastros e rampas concluídos, proceder ao lançamento dos cabos superior e inferior. Estes cabos serão utilizados para o aproveitamento do guincho, essencial para as etapas subsequentes de construção. Com este item finalizado podem se iniciar a instalação dos itens de madeira.

5a Fase - Execução das Treliças de Madeira e Acabamentos

- Execução das treliças de madeira, seguindo o projeto estrutural. Utilizar o guincho no cabo superior para o lançamento das treliças, garantindo a segurança e a precisão no posicionamento. Realizar o travamento horizontal das estruturas, seguido pela execução do piso de madeira. Esta etapa finaliza a estrutura, proporcionando estabilidade e funcionalidade ao conjunto.





8 TERMO DE ENCERRAMENTO

Este documento apresentou o Memorial Descritivo da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê, localizada no município de Tietê.

Curitiba/PR, 02 de Outubro de 2024.



Documento assinado digitalmente
EDU JOSE FRANCO
Data: 18/10/2024 14:14:24-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

RESPONSÁVEL TÉCNICO:

EDU JOSÉ FRANCO

ENGENHEIRO CIVIL – CREA PR: 25802-D





PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ

MEMORIA JUSTIFICATIVA

Revisão 00

SETEMBRO DE 2024





Revisão	Data	Descrição	Elab.	Aprov.
01	02/10/2024	Revisão 01	VF	EJF
00	04/09/2024	Emissão inicial	JF	EJF

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ

MEMORIA JUSTIFICATIVA

Elaboração: Jordana Furman CREA-PR 164.690/D	Aprovação: Edu José Franco CREA-PR 25.802/D	Código do Documento: F-2302-TI-1000-MJ
--	---	--





SUMÁRIO

1	APRESENTAÇÃO.....	4
2	LOCALIZAÇÃO.....	4
1	HISTÓRICO.....	5
2	CONCEPÇÃO ESCOLHIDA	6
2.1	Implantação	6
2.2	Mastros	7
2.3	Acessórios Metálicos.....	8
2.4	Cabos Principais	10
2.5	Cabos de Estabilização	11
2.6	Tirantes de Travamento	12
2.7	Pendurais	12
2.8	Passadiço de Madeira	12
2.9	Ligações de Madeira.....	13
2.10	Passarelas de Aceso em Concreto	13
2.11	Fundações em Concreto.....	14
2.12	GUARDA CORPO E CORRIMÃO.....	14
3	CUSTO DA OBRA	14
4	DIREITOS AUTORAIS.....	15
5	DESCRIÇÃO DA OBRA.....	15
6	DISTÂNCIAS DE TRANSPORTE	17
7	TERMO DE ENCERRAMENTO	24



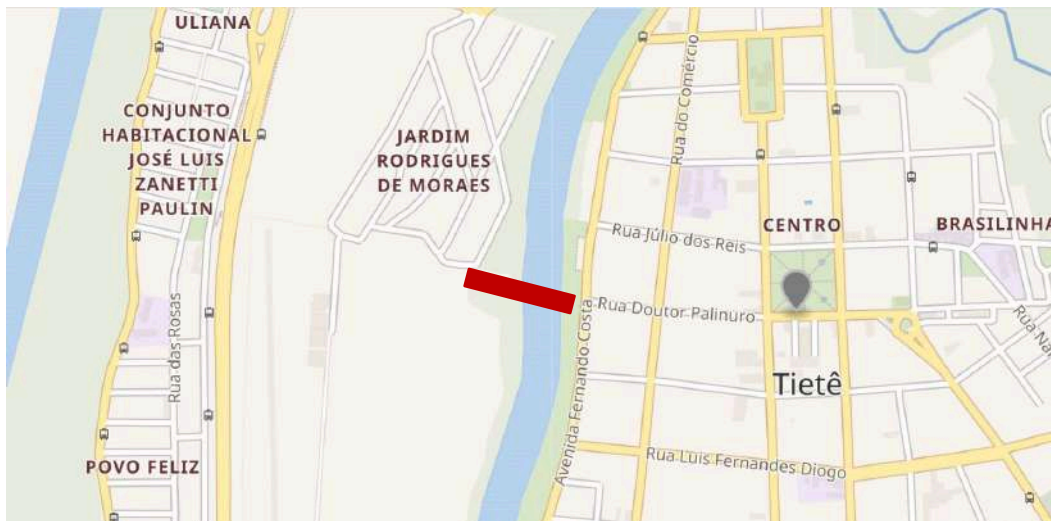
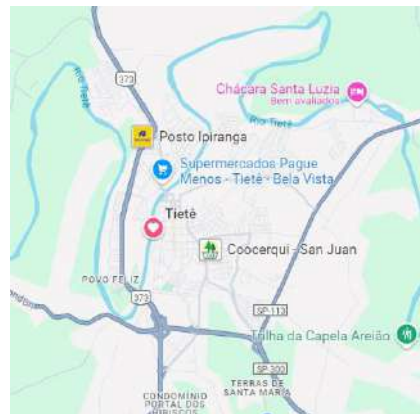


1 APRESENTAÇÃO

Este relatório, intitulado MEMORIA JUSTIFICATIVA – PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ, é parte integrante do projeto de Apoio Técnico para Desenvolvimento de Passarela Pênsil para o Município de Tietê, elaborado pela FUPEF - Fundação de Pesquisas Florestais do Paraná em setembro de 2024 como resultado do termo de cooperação para apoiar tecnicamente na reprogramação do Convênio firmado junto ao Ministério do Turismo por intermédio da Caixa Econômica Federal - GIGOV Sorocaba, com amparo da Lei de Ciência e Tecnologia 10.973/04.

O relatório contém as principais premissas utilizadas no desenvolvimento dos projetos e orçamentos, bem como suas justificativas.

2 LOCALIZAÇÃO





1 HISTÓRICO

O município de Tietê obteve um contrato de repasse junto ao MTUR em 31/12/2013 para Apoio a Infraestrutura Turística, aprovando um projeto de passarela pênsil mista, com cabos de aço, passadiço de madeira e acessos em concreto, elaborados pelas empresas ART PINE, com data de 07/2011 e ROCHA PINTO, com data de 09/2014.

A obra foi licitada e chegou a fase de fundações, com uma proposta de alteração do projeto pela construtora, empresa TRILHA ENGENHARIA, no qual foi modificada a configuração dos acessos em concreto, o material do mastro principal foi alterado de madeira para estrutura metálica, o passadiço de madeira teve seções reduzidas, foi incluído um cabo de estabilização inferior, removidos os cabos de travamento horizontais e modificadas as tipologias dos conectores de cavilhas para parafusos. Este projeto apresentou custo elevado para execução, chegando a R\$ 4,35 milhões em 2017, e não teve seu orçamento aprovado por falta de atendimento da contratada, motivando a rescisão de contrato em janeiro de 2023.

Para continuidade do empreendimento, a Prefeitura de Tietê demandou o atendimento da FUPEF, como Fundação de Apoio, nos termos da Lei 10.973/04, visando a reprogramação do contrato, o que foi formalizado em 20/09/2023 com Ordem de Serviço emitida em 04/10/2023, com a primeira entrega de documentos em 31/10/2023 com a modificação do material dos mastros para concreto armado. A análise da CAIXA foi apresentada em 30/11/2023, durante esse intervalo a equipe da FUPEF verificou diversos elementos passíveis de melhoria ou correção apresentados na reunião de 6/12/2023 entre representantes da CAIXA, do Município de TIETÊ e da FUPEF, que resultaram na redução do custo do empreendimento, motivando a emissão deste documento para registro das premissas. A data base do orçamento é 01/2024 SICRO E 03/2024 SINAPI.

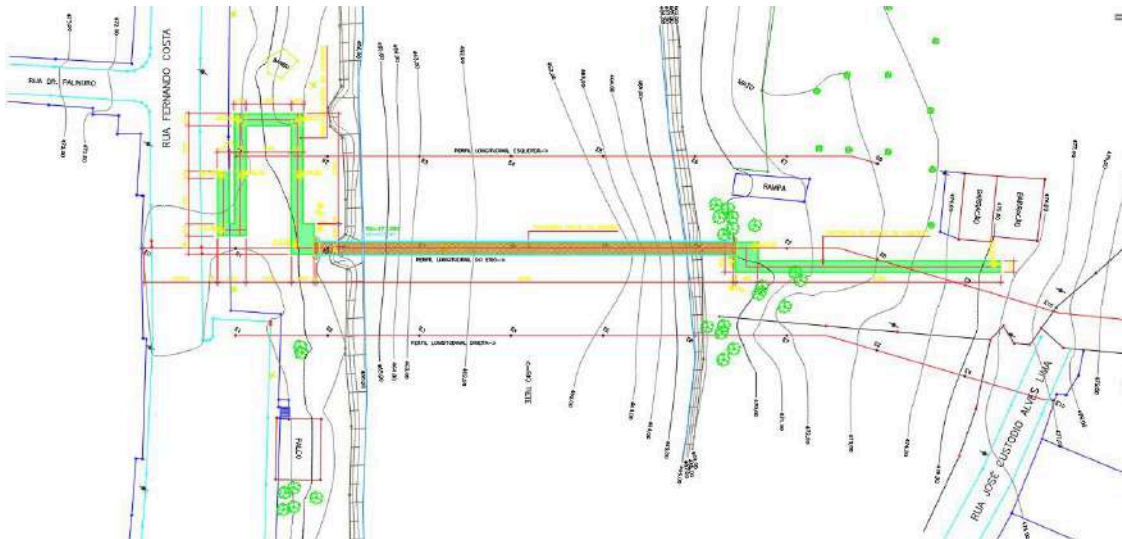


2 CONCEPÇÃO ESCOLHIDA

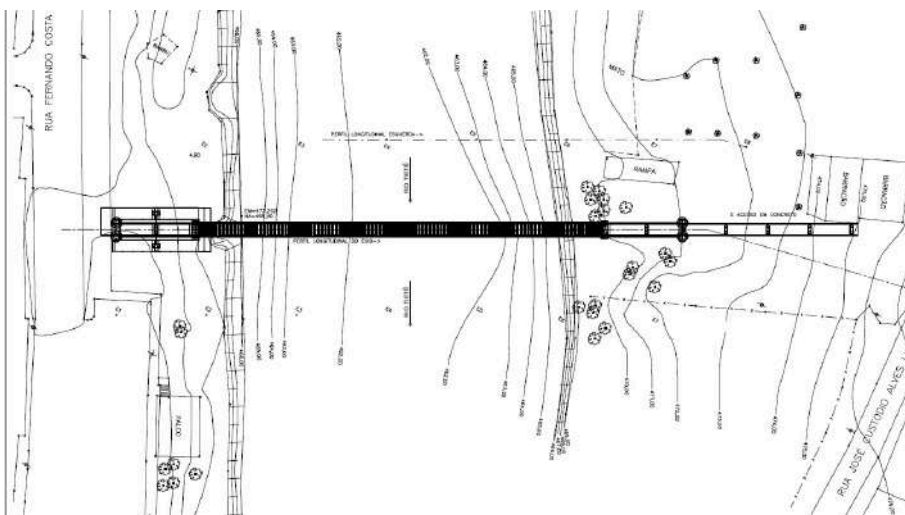
Trata-se de obra de arte especial constituída por uma Passarela Pênsil localizada sobre o Rio Tietê, no município de Tietê - SP. A obra será utilizada para passagem de pedestres nos termos da Norma NBR 7188/2013.

2.1 IMPLANTAÇÃO

O projeto original, da empresa ROCHA PINTO, apresentado abaixo, desenvolvia o acesso das rampas com voltas.



A configuração de rampas foi modificada para adotar a proposta da empresa TRILHA, desenvolvendo-se em volta dos tubulões existentes na margem direita e em linha reta na margem esquerda, tomando por base a direção do rio.



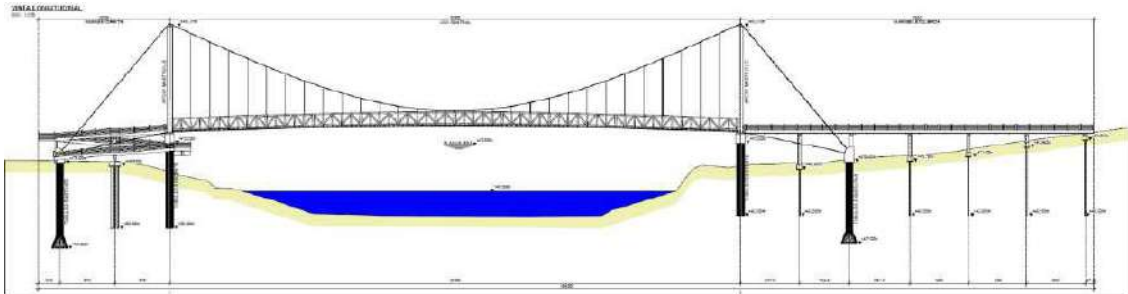
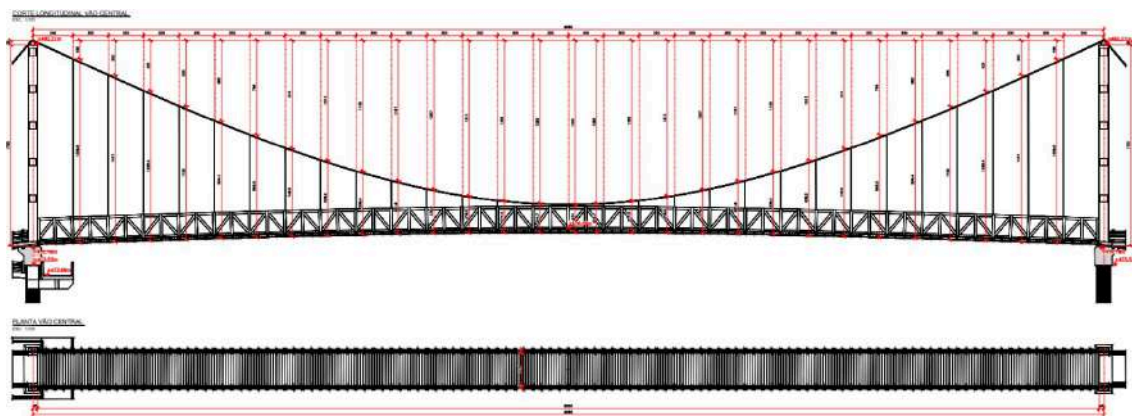


Figura 1 – Perfil longitudinal da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê (F-2302-TI-1001-ESTRU02_R00).

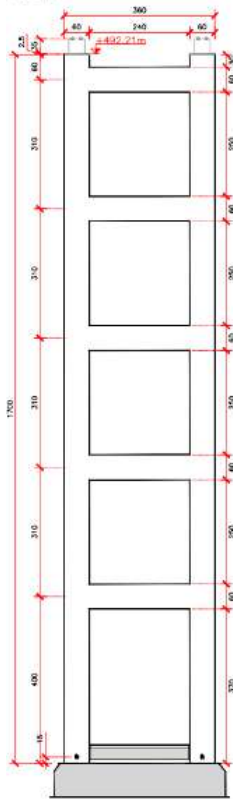
A superestrutura da ponte é constituída por um vão pênsil com comprimento livre de 90,80 m e largura de 2,80 m em piso de madeira enrijecido com treliça de madeira



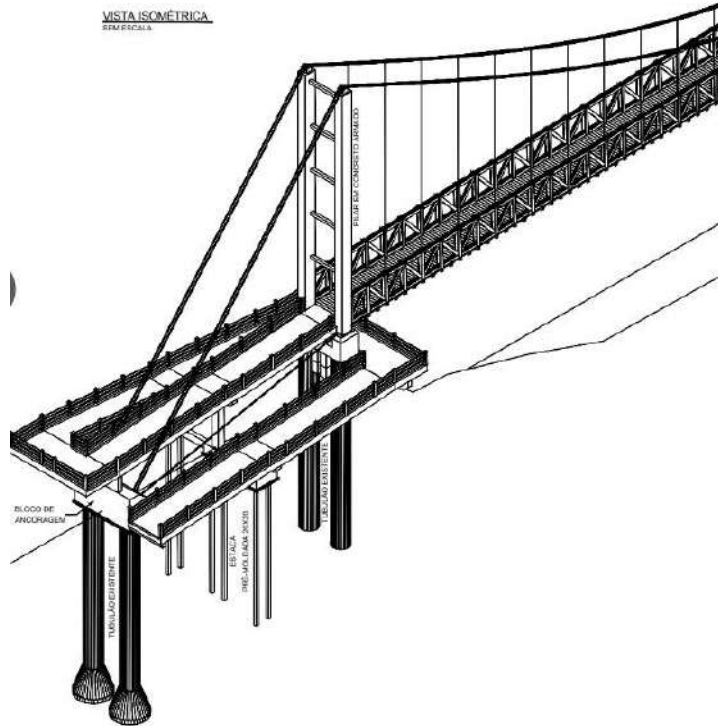
2.2 MASTROS

A utilização de mastros de madeira aprovadas na concepção inicial sujeitam toda a passarela a interdição quando da necessidade de manutenção de materiais. É comum o apodrecimento em 5 ou 10 anos nas obras comuns, contudo no mastro o risco é demasiado grande para os usuários e existem outras opções com materiais mais duráveis. O mastro metálico proposto na alternativa da TRILHA é muito oneroso, a utilização do **mastro em concreto**, proposto pela FUPEF **alia segurança e economia**, e permitirá que a manutenção do passadiço em madeira seja feita sem complicações e elimina risco para os usuários.

CORTE PILAR CENTRAL EM CONCRETO ARMADO
ESC.: 1/78



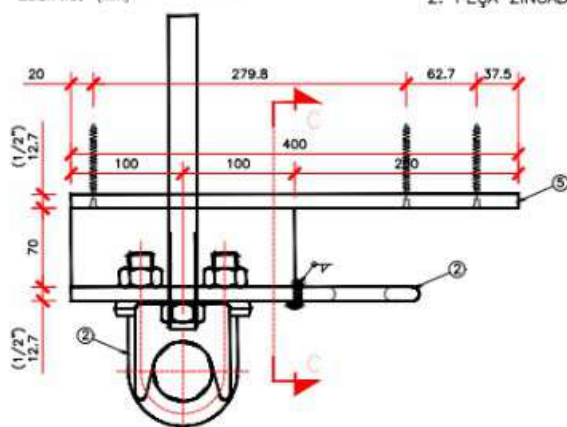
VISTA ISOMÉTRICA
SEM ESCALA



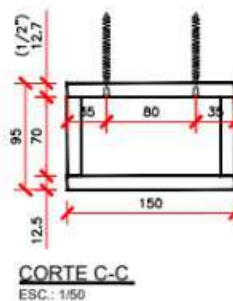
2.3 ACESSÓRIOS METÁLICOS

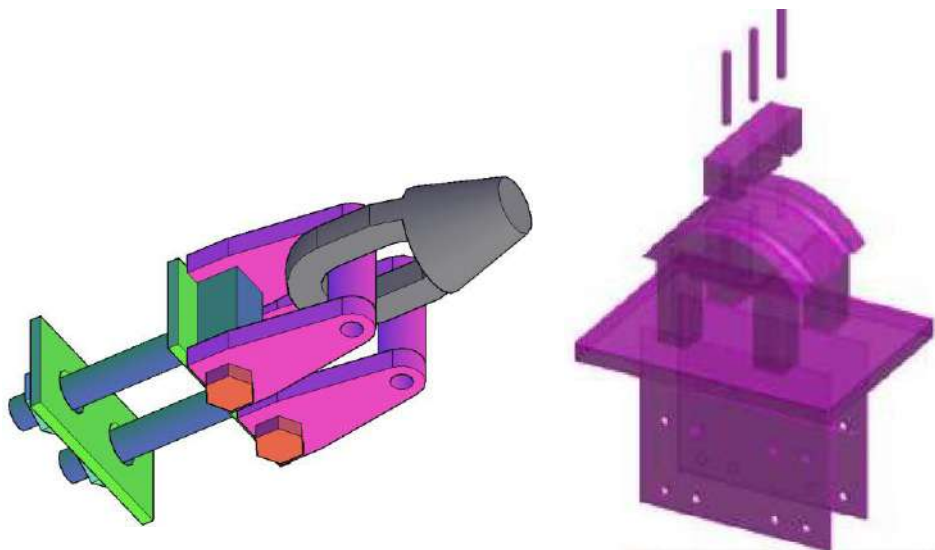
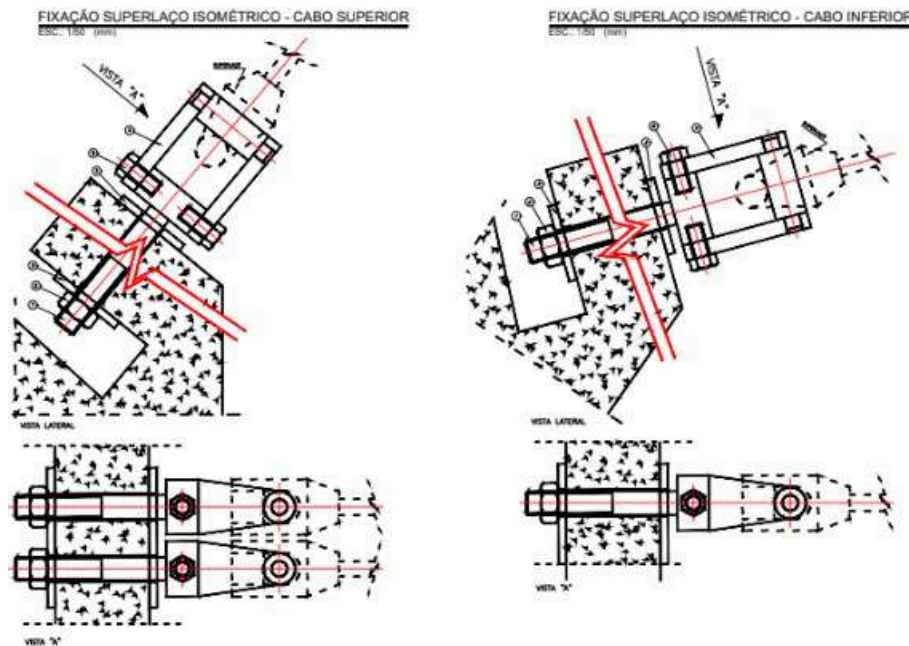
Os acessórios metálicos foram adaptados para o Mastro de concreto e seus custos foram avaliados pelo peso com uso do indicador de estruturas metálicas.

PENDURAL INFERIOR
ESC.: 1/50 (mm)



- NOTAS:**
1. UTILIZAR AÇO SAE 1020;
2. PEÇA ZINCADA BRANCA;



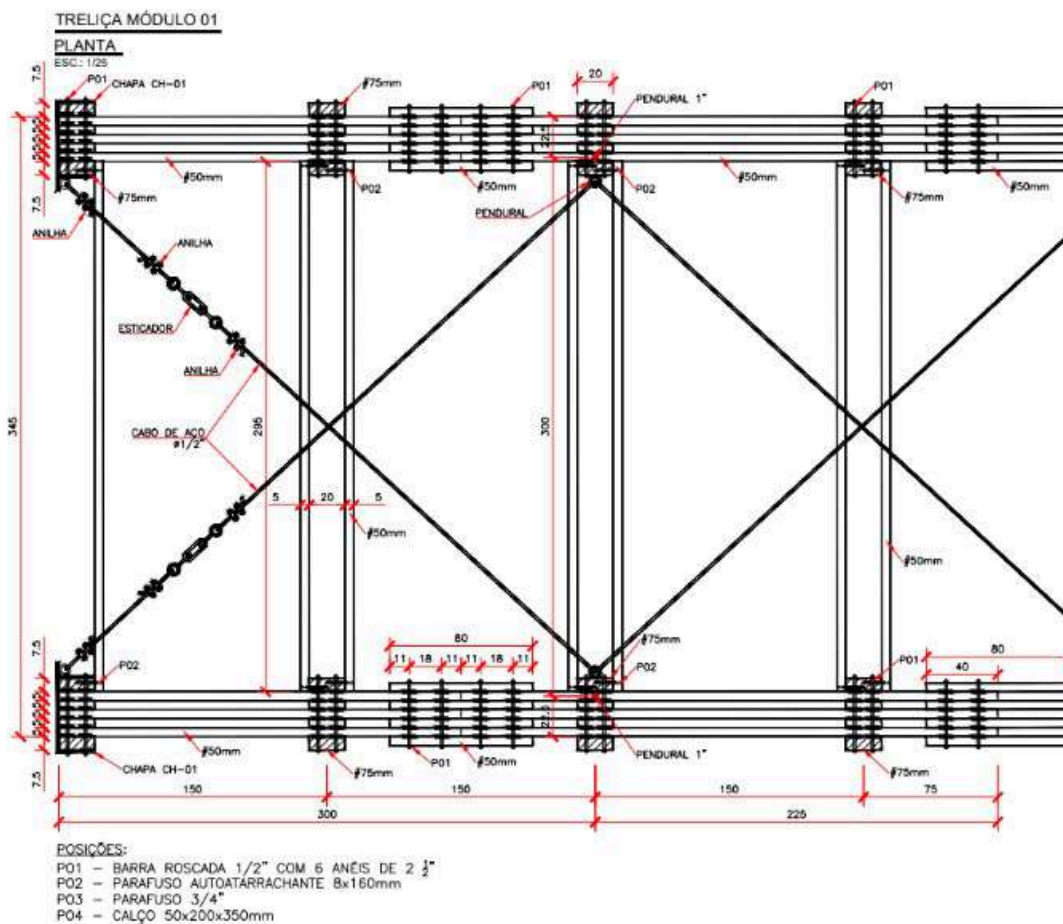


2.5 CABOS DE ESTABILIZAÇÃO

As primeiras versões do modelo estrutural foram estudadas sem o cabo inferior de estabilização proposto pela TRILHA, e a estrutura apresentava-se altamente deformável no plano XY, em especial com as cargas de vento. Desta forma, adotaremos o cabo de estabilização para reduzir a deformabilidade e o nível de vibração, que é crítico neste tipo de solução.

2.6 TIRANTES DE TRAVAMENTO

Os tirantes de travamento do projeto original da ART PINI serão mantidos, o conjunto é essencial para controle de deformações horizontais, principalmente por conta do vento, e a sua existência permitirá uma montagem e uma manutenção segura do passadiço de madeira.



2.7 PENDURAIIS

Os pendurais poderão ser mantidos em aço de barra circular SAE 1020 , com DN 25mm.

2.8 PASSADIÇO DE MADEIRA

As estruturas de madeira forma verificadas atuando em conjunto com os cabos metálicos e mastros de concreto. O dimensionamento das seções foi confirmado compatível com madeiras classe C60, de modo que as seções propostas pela TRILHA serão mantidas ajustando a tipologia.

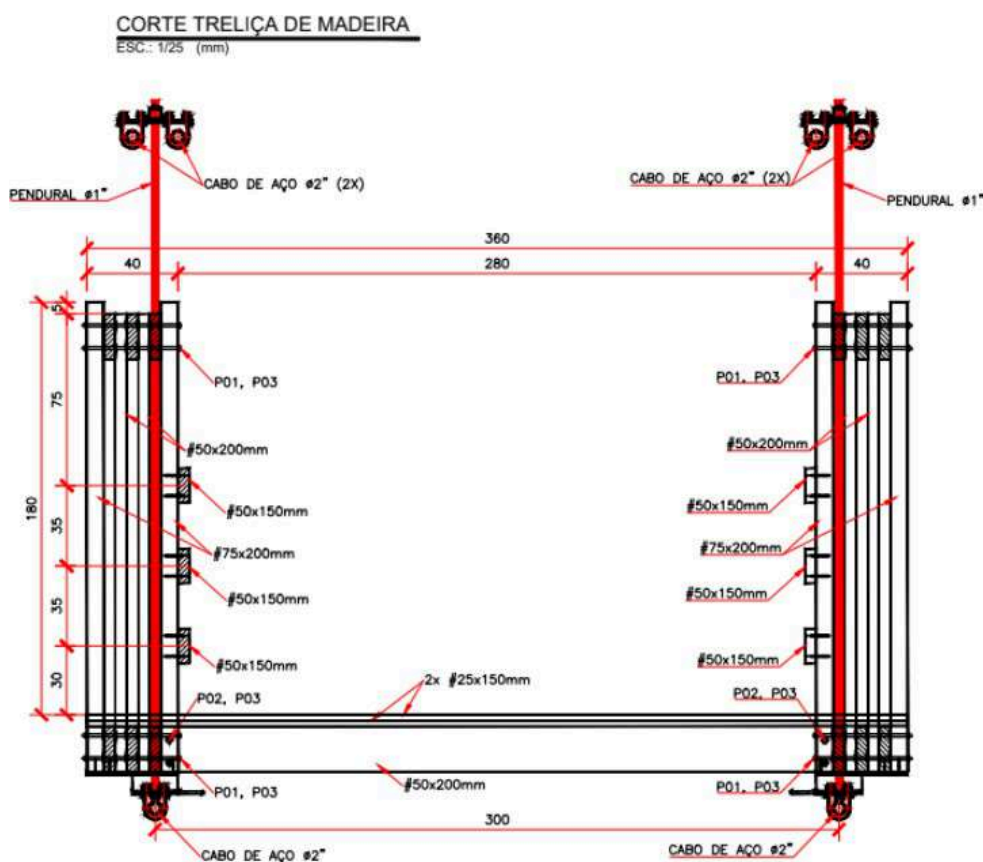
Devido à necessidade de aumentar a resistência das peças de madeira de C20 (projeto original) para C60, foi identificada a exigência de suportar uma carga de pedestre assimétrica, que demanda uma capacidade de carga superior à prevista no projeto original. A escolha por três pranchas de massaranduba (C60) se mostrou mais vantajosa do que a utilização de quatro pranchas de pinus autoclavado (C20), não apenas pela

maior resistência, mas também pela similaridade de preço decorrente do tratamento das madeiras. Essa opção oferece, portanto, uma relação de custo-benefício mais favorável, justificando sua adoção na solução proposta.

No orçamento, usaremos composições de custo da SINAPI adaptadas de treliças, que já incluem o equipamento de lançamento. Verificamos que os custos de materiais estão coerentes com o mercado local.

No caso dos pisos, será usada uma composição da SINAPI adaptada para a especificação do projeto.

Desta forma não serão necessárias cotações.



2.9 LIGAÇÕES DE MADEIRA

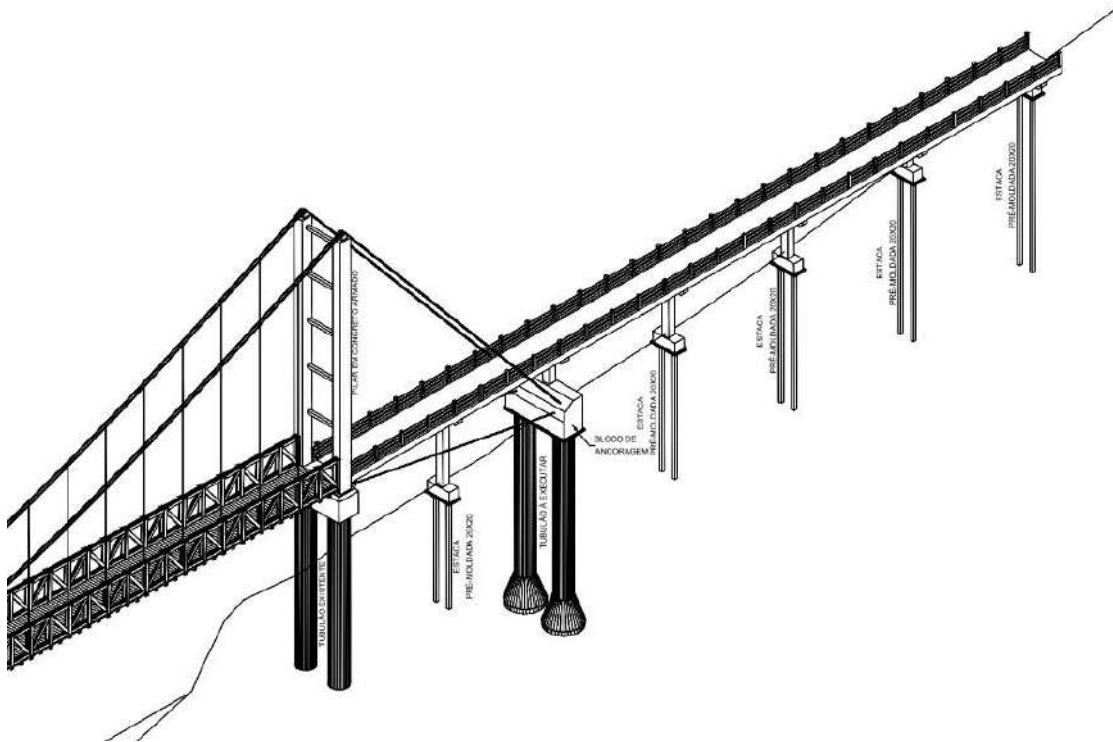
As ligações de madeira foram conferidas com base nos dados do modelo estrutural. Observou-se uma sobrecarga nos montantes intermediários e nas diagonais extremas, que exigirão uso de conectores metálicos.

O uso de cavilhas foi descartado por conta da possibilidade de carga assimétrica do passadiço, exigindo uso de conectores metálicos com barras centrais.

2.10 PASSARELAS DE ACESO EM CONCRETO

As passarelas esquerda e direita foram modeladas em dois programas diferentes para conferência de esforços e de dimensionamento.

O uso de elementos finitos comprovou a possibilidade de otimização das armaduras em quase 50% do apresentado no projeto da TRILHA.



2.11 FUNDAÇÕES EM CONCRETO

Por se tratar de um item já construído, a verificação das fundações foi feita com base nos dados dos diários de obra, entendendo-se que os tubulões foram embutidos na rocha em pelo menos 2 diâmetros, o que permite estabilidade da construção com as cargas avaliadas com a concepção do projeto atualizada.

2.12 GUARDA CORPO E CORRIMÃO

Nos guarda-corpo, nos locais com rampa acima de 5% serão implantados corrimãos duplos para atendimento da Norma NBR 9050/20. Largura mínima das rampas de 2,70 metros para permitir a passagem de cadeiras de rodas e outros dispositivos de mobilidade. Instalação de corrimãos em ambos os lados das rampas, com altura entre 0,70 e 0,92 metro do piso.

3 CUSTO DA OBRA

Este resultado é um bom indicador do resultado para sociedade, em relação ao uso da Lei de Ciência e Tecnologia, operada pela FUPEF.

O orçamento foi baseado nos custos unitários da tabela SINAPI da CAIXA, onde possível



na tabela SICRO adotada pelo DNIT nos itens de obras de arte especiais e particularmente nas composições adaptadas.

Na seleção da composição, tomou-se o cuidado de proceder uma verificação expedita dos custos na região da obra, para garantir a consistência dos valores utilizados.

A participação dos diversos modais de estrutura na composição da obra é de 27% em concreto, 32% em metálica e 23% em madeira, totalizando 82%. Foram os itens estruturais apenas a administração local, de 11% tem maior significância, uma vez que as instalações de canteiro serão pequenas e a mobilização de equipamentos se limita a movimentação de bate-estacas e guinchos.

Os custos de estrutura de concreto foram estabelecidos com base na SINAPI sem maiores ajustes, por se tratar de formas, concreto, armaduras e escoramentos.

Nas estruturas de madeira, foram ajustadas composições de custo da SINAPI, de terças para as treliças e do piso de madeira para o estrado da passarela.

No caso do estrado a quantidade unitária de madeira foi ajustada para ser compatível com a espessura das duas tabuas de 2.5cm, e as quantidades de mão de obra e pregos proporcionalizadas ao volume de madeira. A composição foi ajustada para usar macaranduba, angelim ou equivalente da região com preço estimado pelo volume da madeira de mesma espécie, conforme consta na SINAPI.

Para as treliças, a composição de custo 92545: FABRICAÇÃO E INSTALAÇÃO DE TESOURA INTEIRA foi adaptada para usar macaranduba, angelim ou equivalente da região com preço estimado pelo volume da madeira de mesma espécie, as quantidades de mão de obra e conectores foram proporcionalizadas ao volume de madeira, e o custo dos conectores estimado com base na geometria usada e no equivalente da tabela SINAPI. A composição previa uso de guincho para içamento, adequado ao laçamento das peças aproveitando os cabos principais.

Na estrutura metálica, que monta em 32% do orçamento global, 19% são devidos aos cabos, sendo que os cabos principais montam 16% e os demais 3%, as acoragens montam 10% do total e o aparelho de apoio no topo do pilar os últimos 3%.

Os cabos de aço foram orçados com o custo de referência da composição 7719712 do DNIT, que inclui os acessórios e a mão de obra. O peso do cabo e dos acessórios foi atualizado para a bitola usada no projeto e os custos unitários por quilo de material foram proporcionalizados para conciliar a composição. As referências de peso das peças foram pesquisadas junto aos fornecedores.

Os aparelhos de apoio que fazem o tranapasse do cabo principal pelo topo dos pilares e ancoram nos blocos de fundação foram orçados com base no peso das peças, aproveitando a composição M0789 do DNIT: Conjunto para fixação de placas em aço galvanizado composto por barra chata, abraçadeira, parafusos, porcas e arruelas

4 DIREITOS AUTORAIS

Os ajustes efetuados pela FUPEF nos projetos citados foram requeridos pelo Contratante para viabilização do empreendimento do ponto de vista técnico e financeiro e sua reprogramação no Ministério de Turismo, sob risco de dano ao erário pela perda do recurso, e foram motivadas pelo desatendimento do contrato com a empresa TRILHA,



que foi rescindido por falta de atendimento. Desta forma os direitos autorais são considerados de tutela da PM de Tietê, em prol do interesse público.

5 DESCRIÇÃO DA OBRA

Obra de arte especial constituída por uma Passarela Pênsil localizada sobre o Rio Tietê, no município de Tietê - SP.

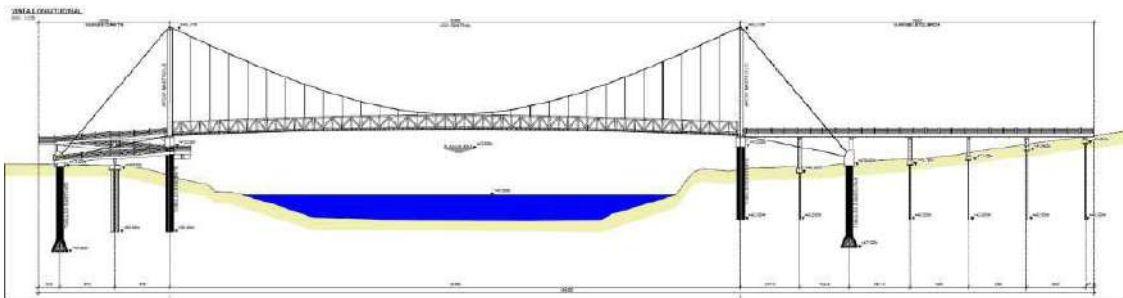


Figura 1 – Perfil longitudinal da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê (F-2302-TI-1001-ESTRU02_R00).

A obra será utilizada para passagem de pedestres nos termos da Norma NBR 7188/2013.

A superestrutura da ponte é constituída por um vão pênsil com comprimento livre de 90,80 m e largura de 2,80 m em piso de madeira enrijecido com treliça de madeira

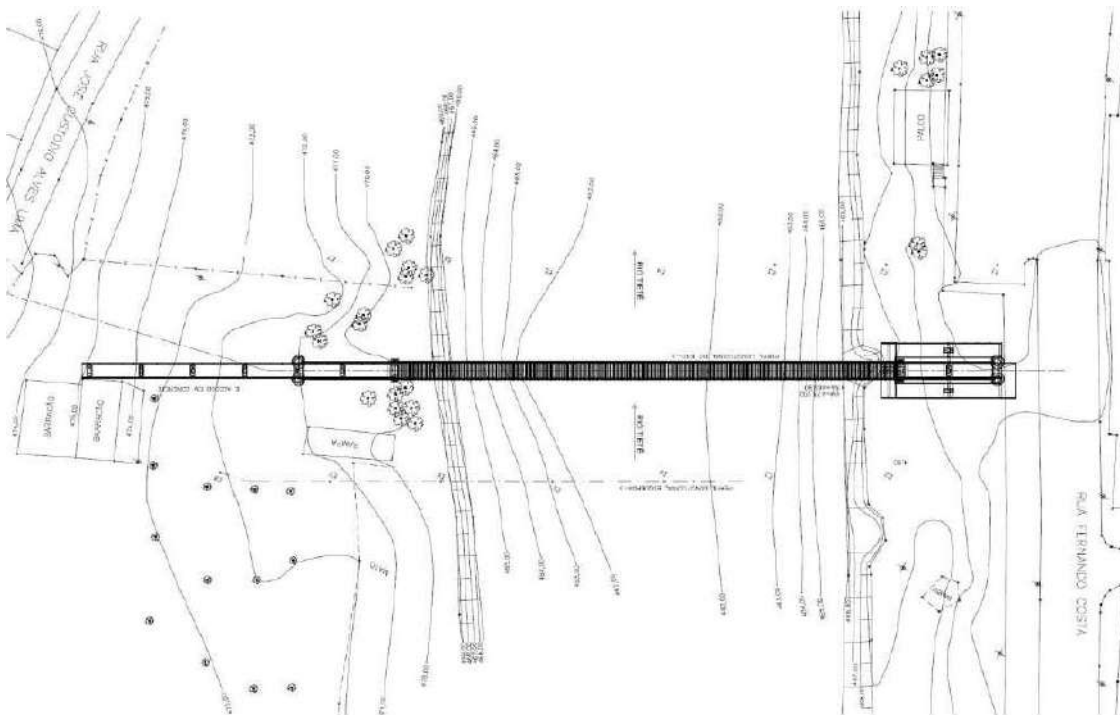
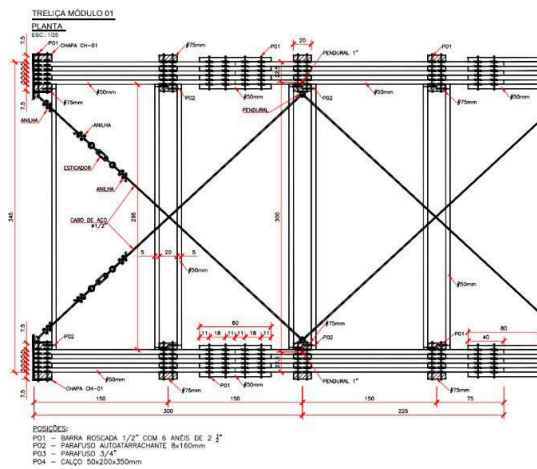


Figura 2 - Planta de localização da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê na extensão da rua Dr. Palinuro (F-2302-TI-1001-ESTRU01_R00).

As treliças de madeira são suspensas por tirantes verticais com cabos de aço e contidas por cabos inferiores num sistema de viga pênsil.

O movimento horizontal do tabuleiro é controlado por um treliçado de tirantes no plano do piso ancorados nos mastros.

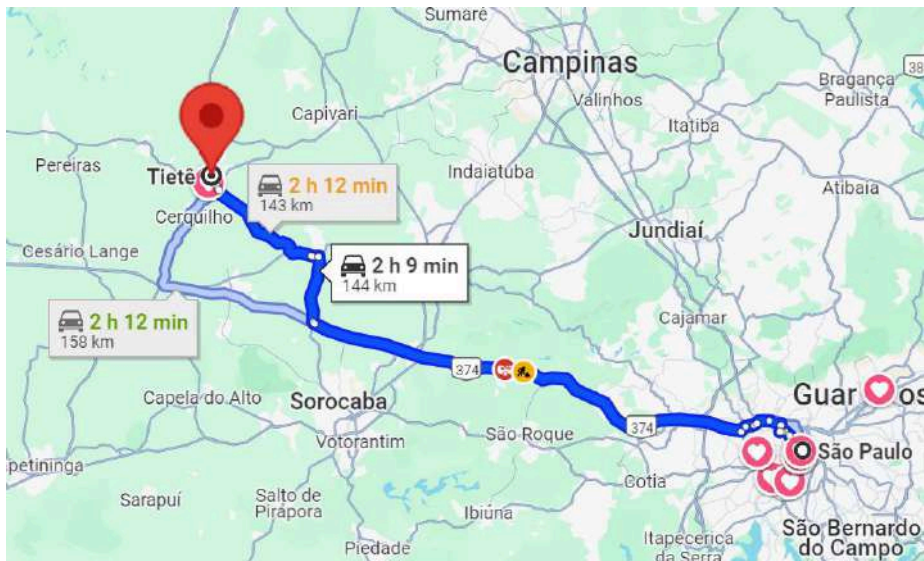


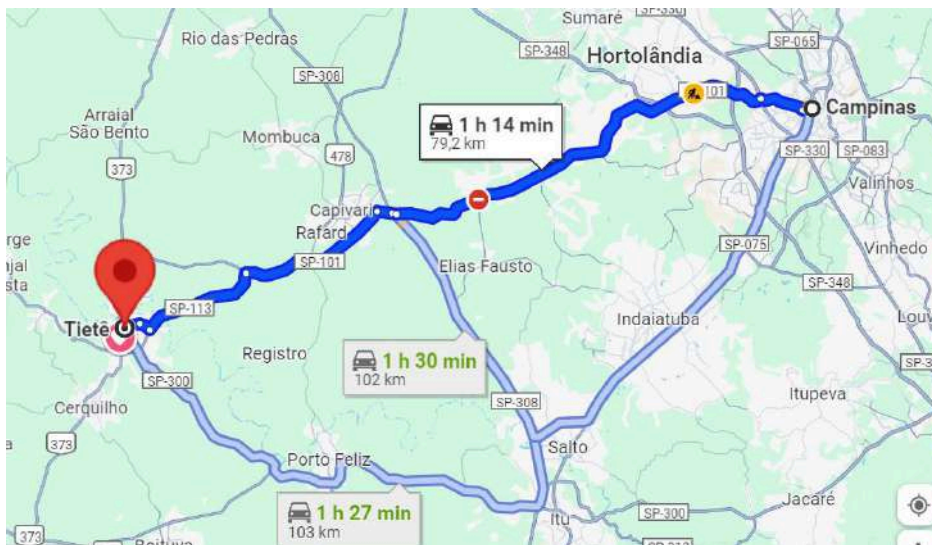
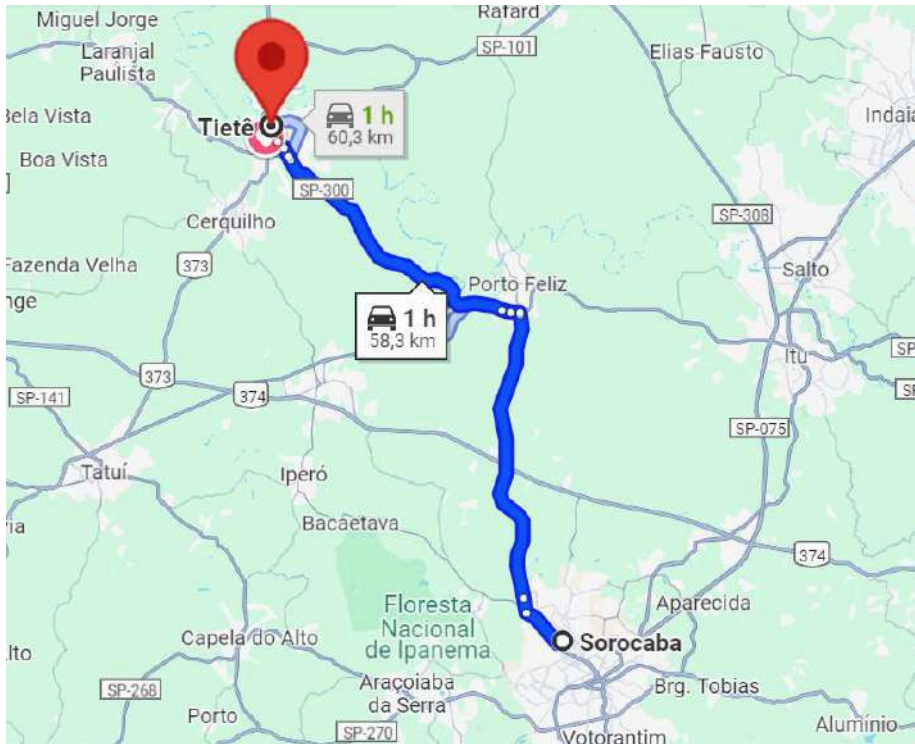
A infraestrutura do vão central, onde estão apoiados os mastros e ancorados os cabos, é formado por tubulões de base alargada.

As rampas de acesso à passarela são constituídas por elementos de concreto armado com guarda corpo misto de concreto e madeira. As rampas serão dotadas de corrimão metálico para atendimento da NBR-9050/2020.



6 DISTÂNCIAS DE TRANSPORTE





DMT	km	
Tietê-São Paulo		144
Tietê-Campinas		79
Tietê-Sorocaba		58

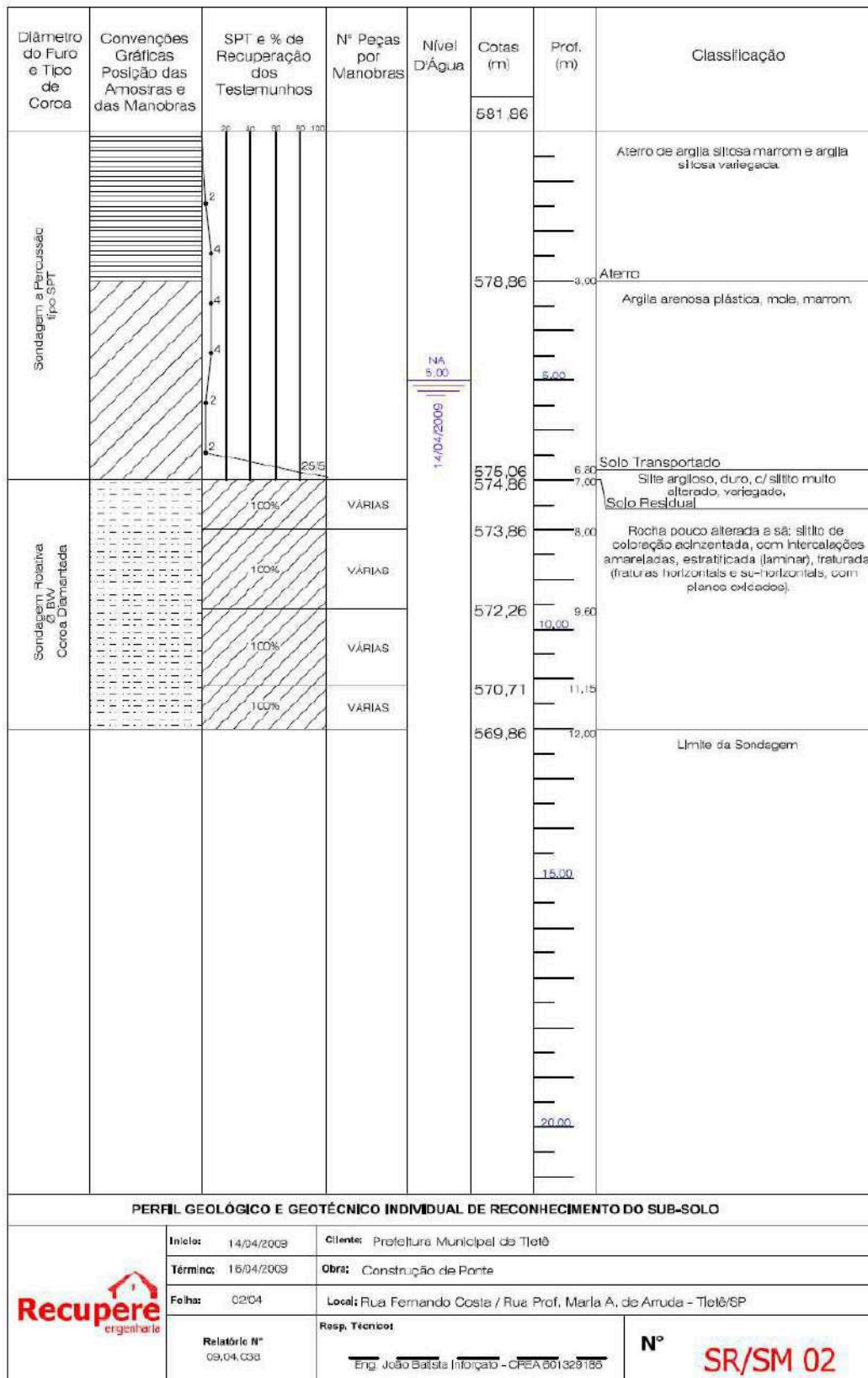
Bate Estacas	15 ton
Guincho	1 ton





SONDAGENS





Assinado por 1 pessoa: ALVARO FLORIAN GEBRAIEL BELLAZ
 Para verificar a validade das assinaturas, acesse <https://tete.1doc.com.br/verificacao/34A1-8008-65FC-7728> e informe o código 34A1-8008-65FC-7728

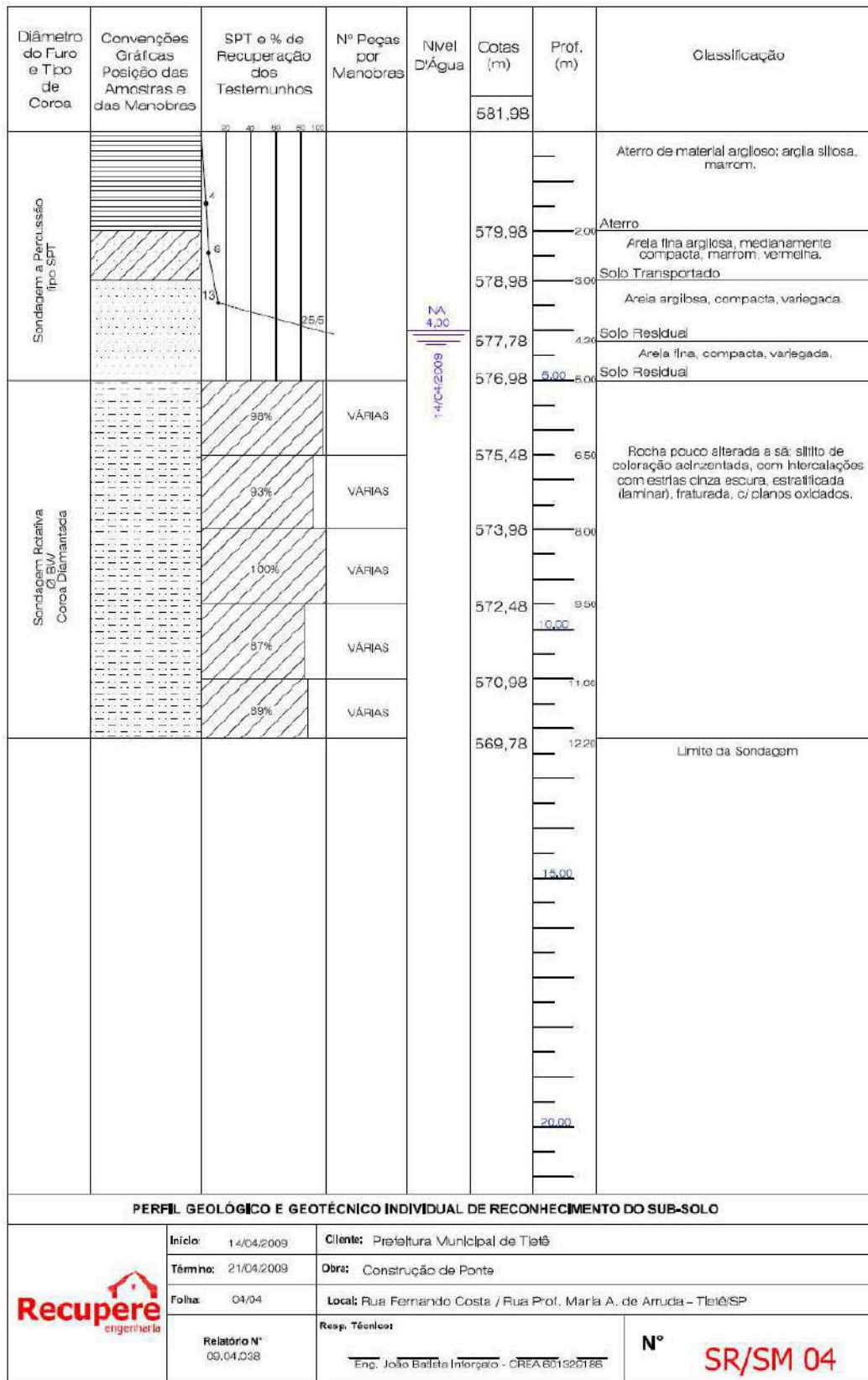




Diâmetro do Furo e Tipo de Coroa	Convenções Gráficas Posição das Amostras e das Manobras	SPT e % de Recuperação dos Testemunhos	Nº Peças por Manobras	Nível D'Água	Cotas (m)	Prof. (m)	Classificação
					582,25		
Sondagem a Percussão tipo SPT					580,25	2,00	Aterro de material argiloso; argila silteosa, maior, variegada.
					578,75	3,50	Aterro Areia fina argilosa, pouco compacta a compacta, variegada, c/ mat. orgânico, (e/ amostra)
					577,55	4,70	Solo Transportado Areia fina compacta, variegada.
					577,05	5,20	Solo Transportado
Sondagem Rotativa C 3W Coroa Diamantada			VÁRIAS		575,55	6,70	Rocha pouco alterada a sã; silte de coloração acinzentada, com intercalações com estrías cinza escura, estratificada (laminar), fraturada, c/ planos oxidados.
					574,05	8,20	
					572,55	9,70	
					571,05	11,20	
					569,70	12,55	
					569,70	15,00	
PERFIL GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO INDIVIDUAL DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO							
	Início: 14.04.2009	Cliente: Prefeitura Municipal de Tietê					
	Término: 20.04.2009	Obra: Construção de Ponte					
	Folha: 03.04	Local: Rua Fernando Costa / Rua Prof. Marla A. de Arruda - Tietê/SP					
	Relatório Nº 09.04.038	Resp. Técnico: Eng. João Batista Inorçado - CREA 301.928160	Nº SR/SM 03				

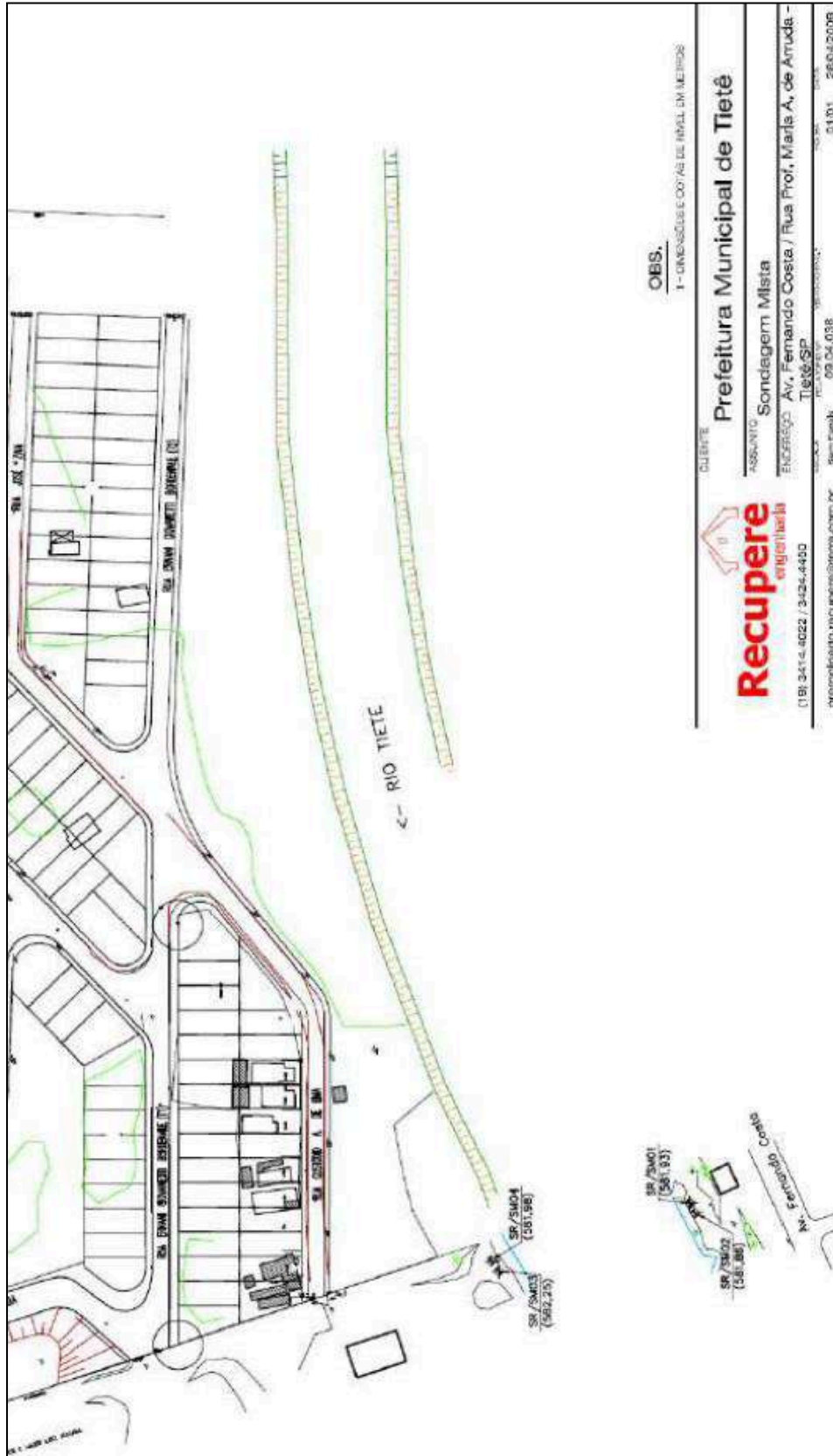
NE - Nível d'água não encontrado.





Assinado por 1 pessoa: ALVARO FLORIAN GEBRAIEL BELLAZ
Para verificar a validade das assinaturas, acesse <https://tiete.1doc.com.br/verificacao/34A1-8008-65FC-7728> e informe o código 34A1-8008-65FC-7728







7 TERMO DE ENCERRAMENTO

Este documento apresentou o Memorial Descritivo da Passarela Pênsil sobre o Rio Tietê, localizada no município de Tietê.

Curitiba/PR, 02 de Outubro de 2024.



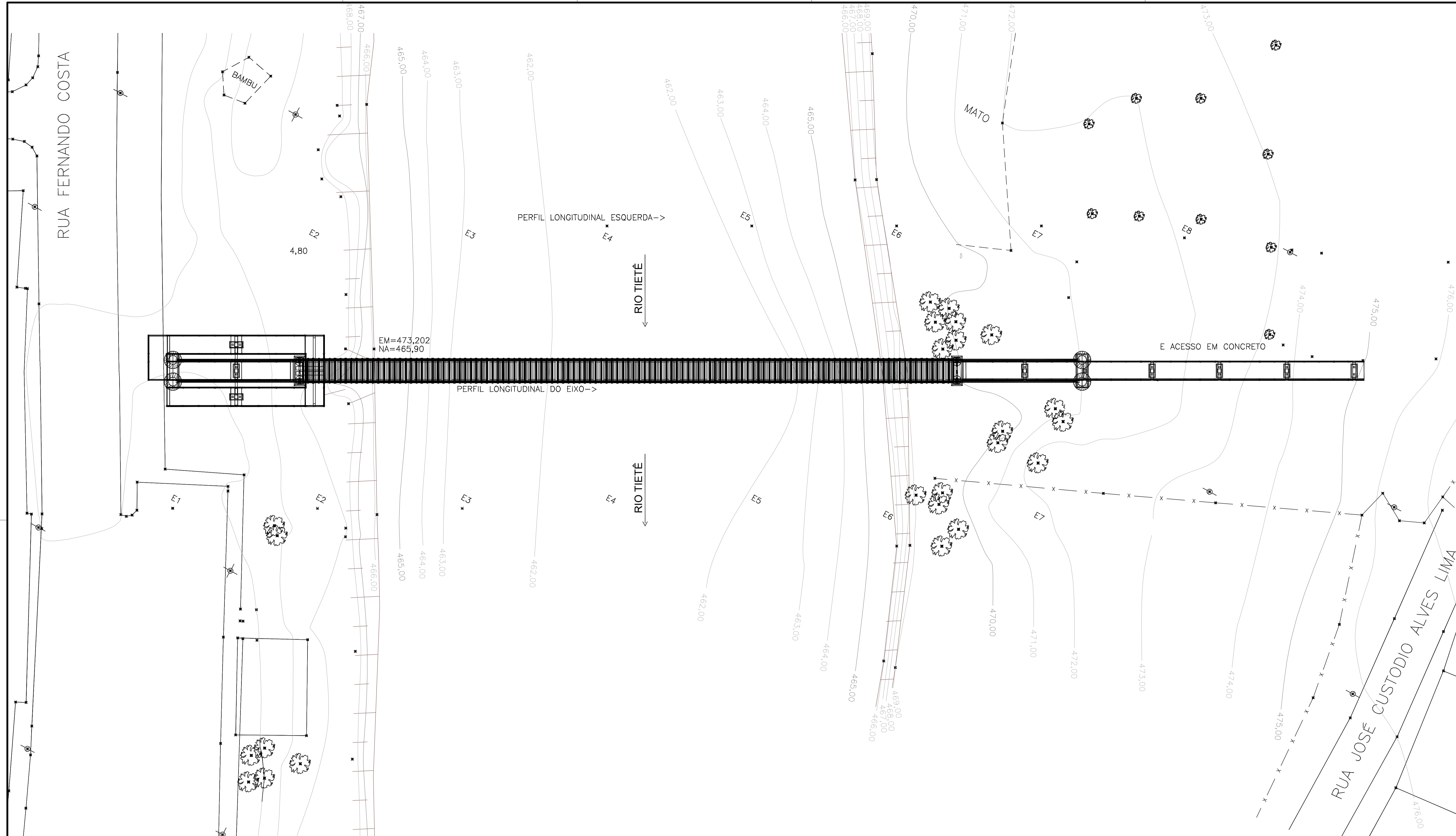
Documento assinado digitalmente
EDU JOSE FRANCO
Data: 18/10/2024 14:14:24-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

RESPONSÁVEL TÉCNICO:

EDU JOSÉ FRANCO

ENGENHEIRO CIVIL – CREA PR: 25802-D





LUCAS AMADIO Digitally signed by
 POLASTRE:3761 LUCAS AMADIO
 8935823 Date: 2024.10.17
 11:42:03 -03'00'

ICP Brasil Documento assinado digitalmente
 EDU JOSÉ FRANCO
 Data: 15/10/2024 13:53:19-0300
 Verifique em https://validar.dig.gov.br

05				
04				
03				
02				
01				
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL PLANTA DE LOCAÇÃO

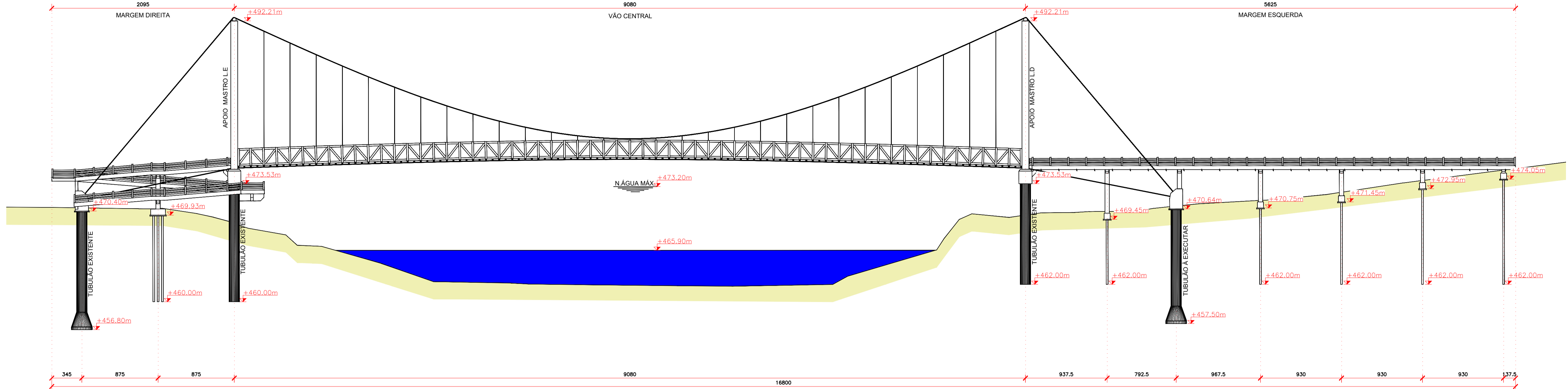
ELABORAÇÃO: **FUPEF**

COORDENADOR	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	FOLHA Nº
RESP. TÉCNICO	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	01/14
PROJETISTA	JORDANA FURMAN	ENG. CIVIL	CREA 164.690 D/PR	ESTRU0

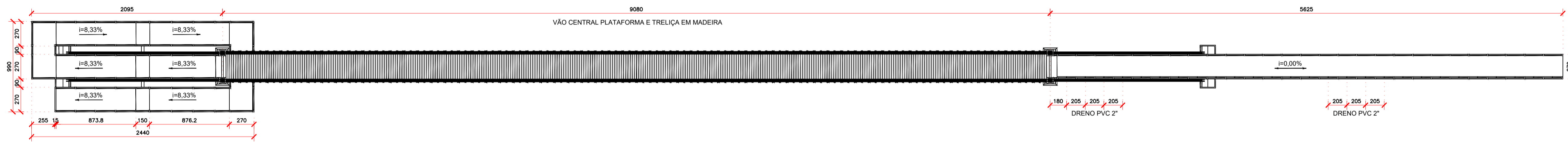
ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRU01_R00 ESCALA: 1:250 REVISÃO Nº: 00 DATA DE CRIAÇÃO: JANEIRO/2024

FORMATO A1 (841x594mm)

VISTA LONGITUDINAL
ESC.: 1/250



VISTA PLANTA SUPERIOR
ESC.: 1/250



PLANTA LOCAÇÃO DA FUNDAÇÃO
ESC.: 1/250



LUCAS AMADIO
POLASTRE:376
18935823

Digitally signed by
LUCAS AMADIO
POLASTRE:3761893582
Date: 2024.10.17
11:40:53 -03'00'

ICP Brasil
Documento assinado digitalmente
EDU JOSÉ FRANCO
Data: 15/01/2024 14:11:20 -0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

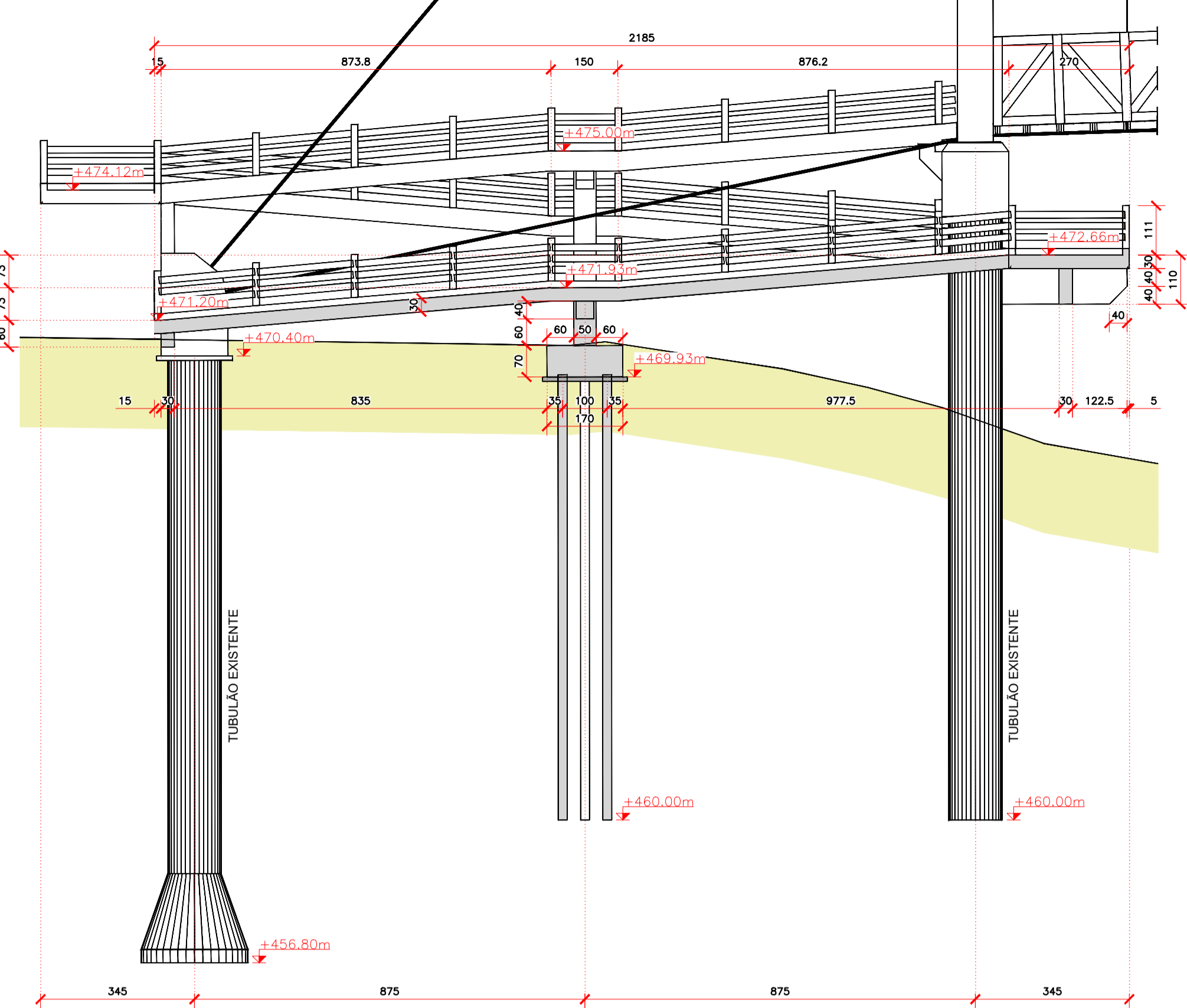
- NOTAS
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
 - ESTRUTURA DE CONCRETO DIMENSIONADA CONFORME NBR 6118/2014.
 - CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, CONFORME NBR 6118/2014.
 - CONCRETO:
- $F_{ck} \geq 30MPa$ - BLOCO/TUBULÃO, PILARES, MASTROS, VIGAS, TRAVESSAS, LAJE DO TABULEIRO.
- $F_{ck} \geq 15MPa$ - LASTRO.
 - ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM $F_{ck} \geq 30MPa$:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 344 kg/m³
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO $\leq 0,61$ l/kg
 - ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM $F_{ck} \geq 15MPa$:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 246 kg/m³
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO $\leq 0,79$ l/kg
 - PARA CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS É DE 3,00cm PARA LAJES, VIGAS E PILARES E 4,00cm PARA BLOCOS E FUNDAÇÕES.
 - O COBRIMENTO MÍNIMO DAS BARRAS DEVERÁ SER GARANTIDO PELO USO ADEQUADO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS DE CONCRETO.
 - MATERIAIS:
- CONCRETO ESTRUTURAL: C30
- MADEIRA: CLASSE D60 - FOLHOSAS
- AÇO CA-50
- CASO DE AÇO GALVANIZADO CLASSE 6X19 - ALMA DE FIBRA (AF) - EIPS (CLASSE DE RESISTÊNCIA 1960 N/mm²)
- AÇO ESTRUTURAL A-588 345 MPa.
 - UTILIZAR CONTRA-FLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAS, CONFORME INDICADO.

05			
04			
03			
02			
01			
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF EJP
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ. APROR.

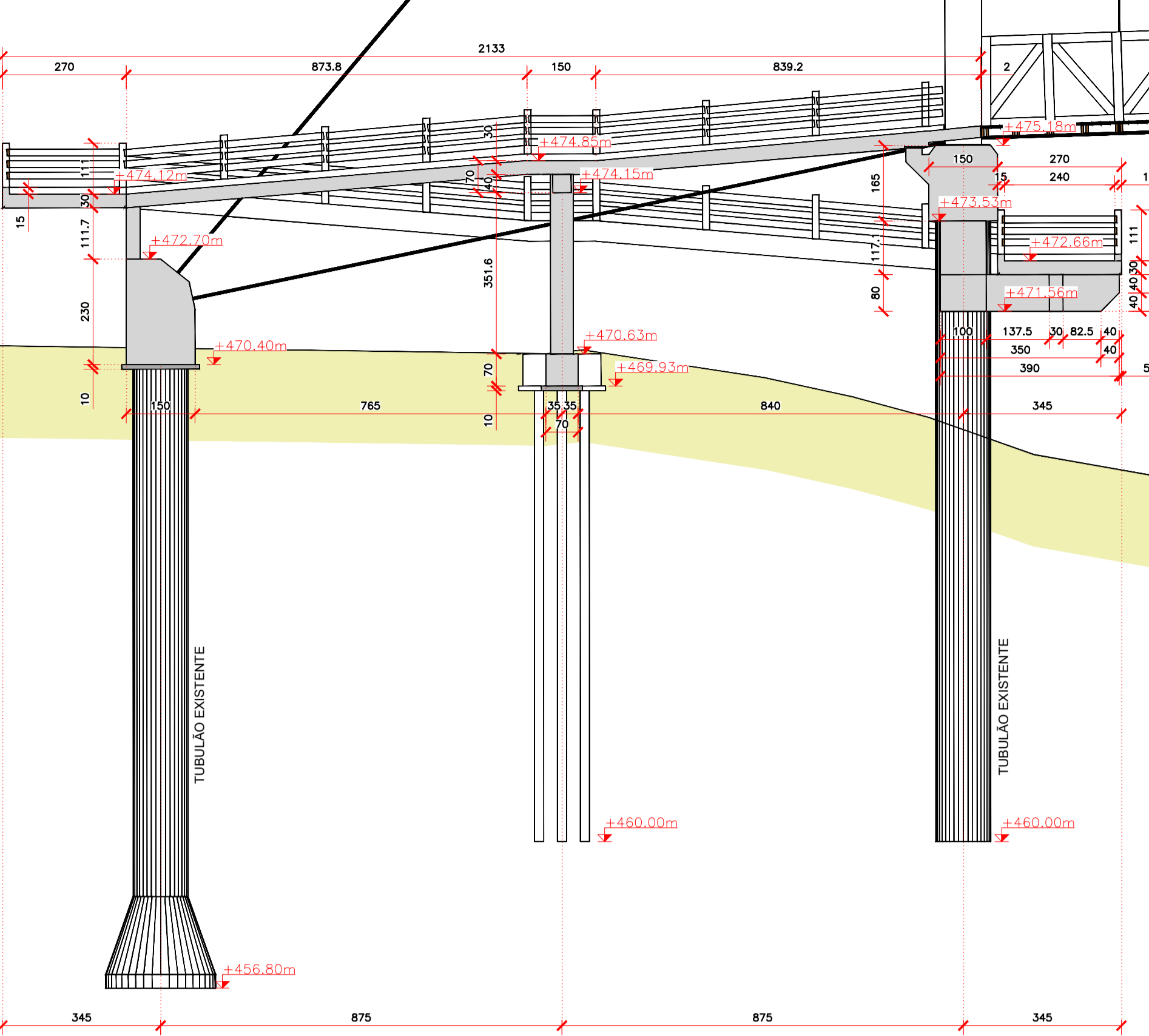
PASSARELA PÊNSEL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

TÍTULO				ELABORAÇÃO	
CORTE LONGITUDINAL, VISTA SUPERIOR E PLANTA DE FUNDAÇÃO				ELABORADO POR	
COORDENADOR	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	FOLHA Nº	
RESP. TÉCNICO	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	02/14	
PROJETISTA	JORDANA FURMAN	ENG. CIVIL	CREA 164.690 D/PR	ESTRU02	
ARQUIVO DIGITAL	F:2302-TI-1001-ESTRU02_R00	ESCALA	1:250	REVISÃO Nº	00
				DATA DE CRIAÇÃO	JANEIRO/2024
FORMATO A1 (841x594mm)					

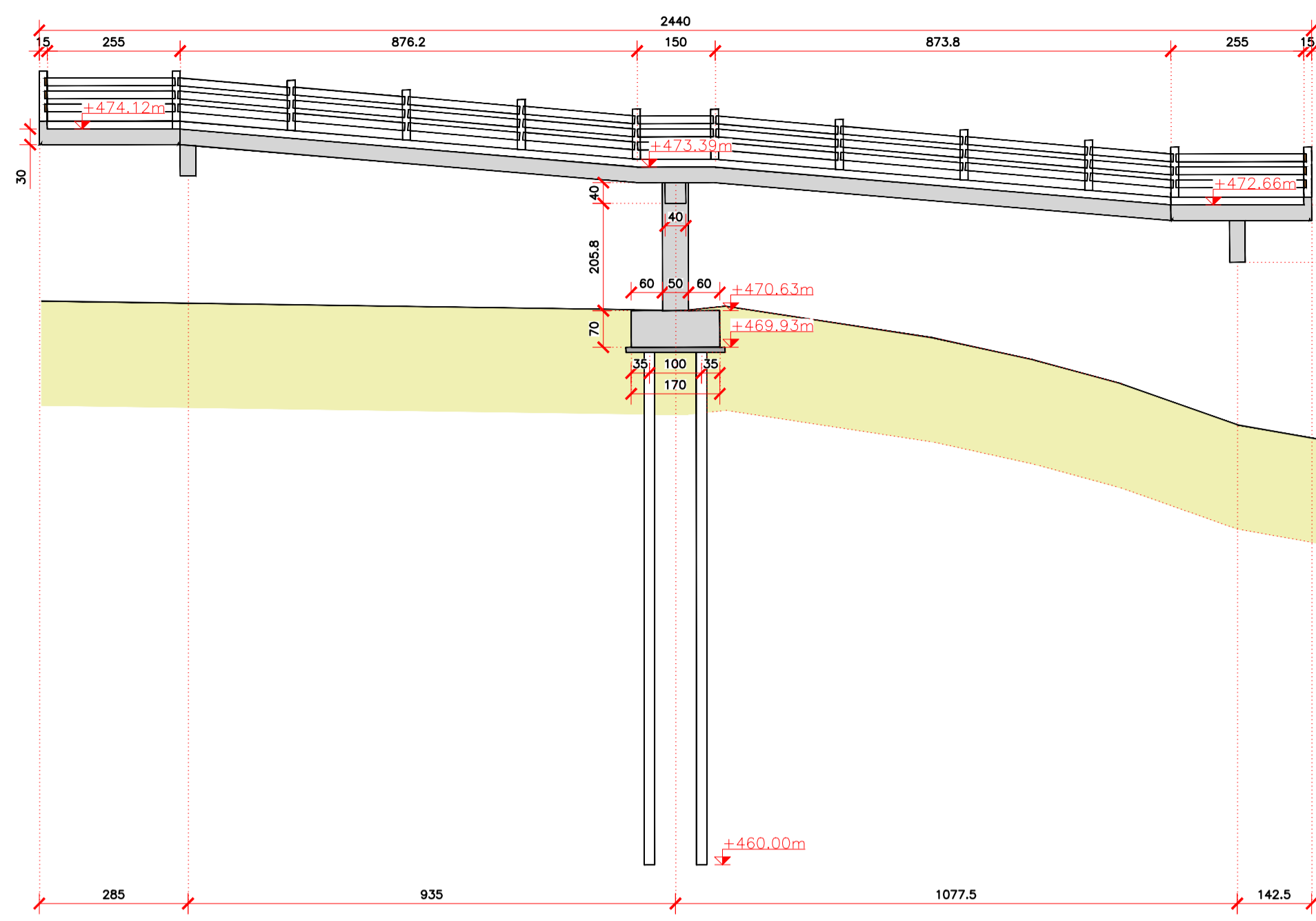
CORTE LONGITUDINAL A-A
ESC.: 1/100



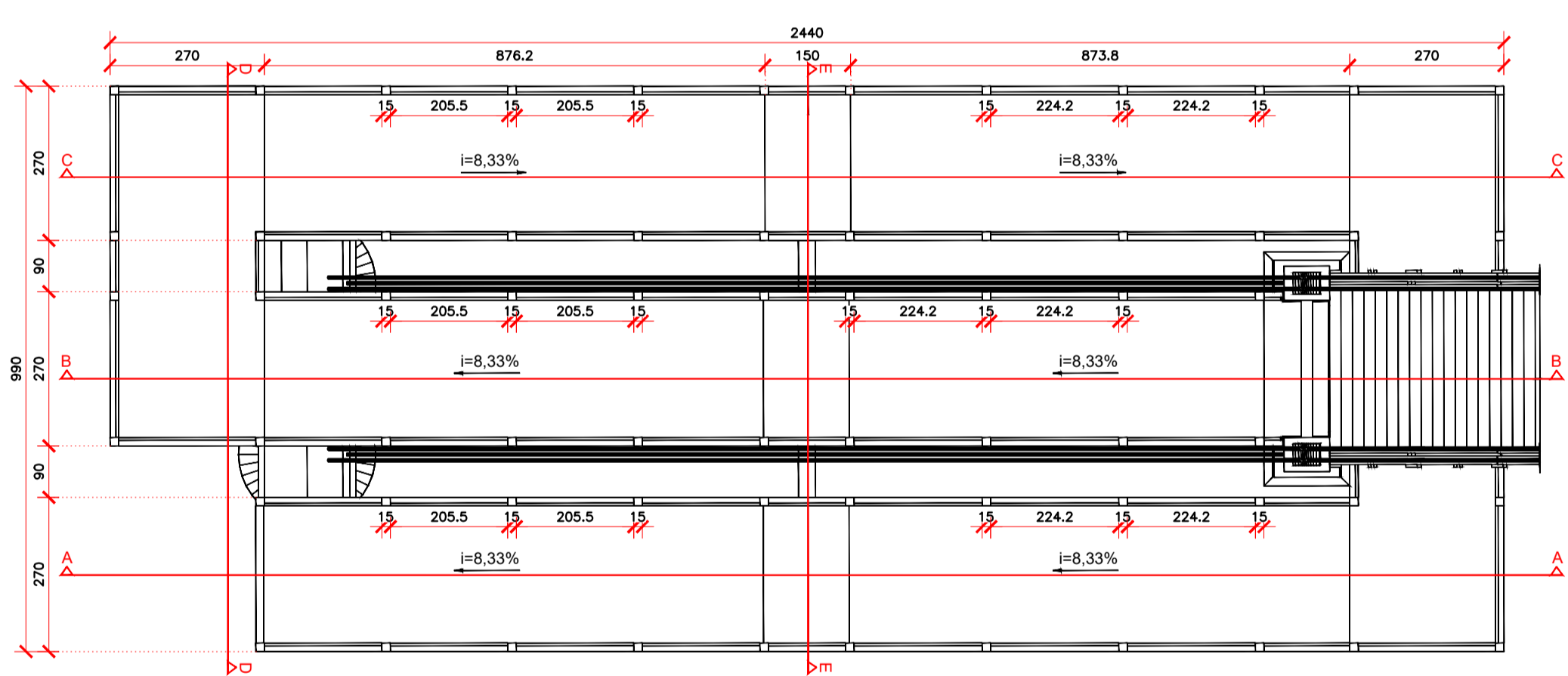
CORTE LONGITUDINAL B-B
ESC.: 1/100



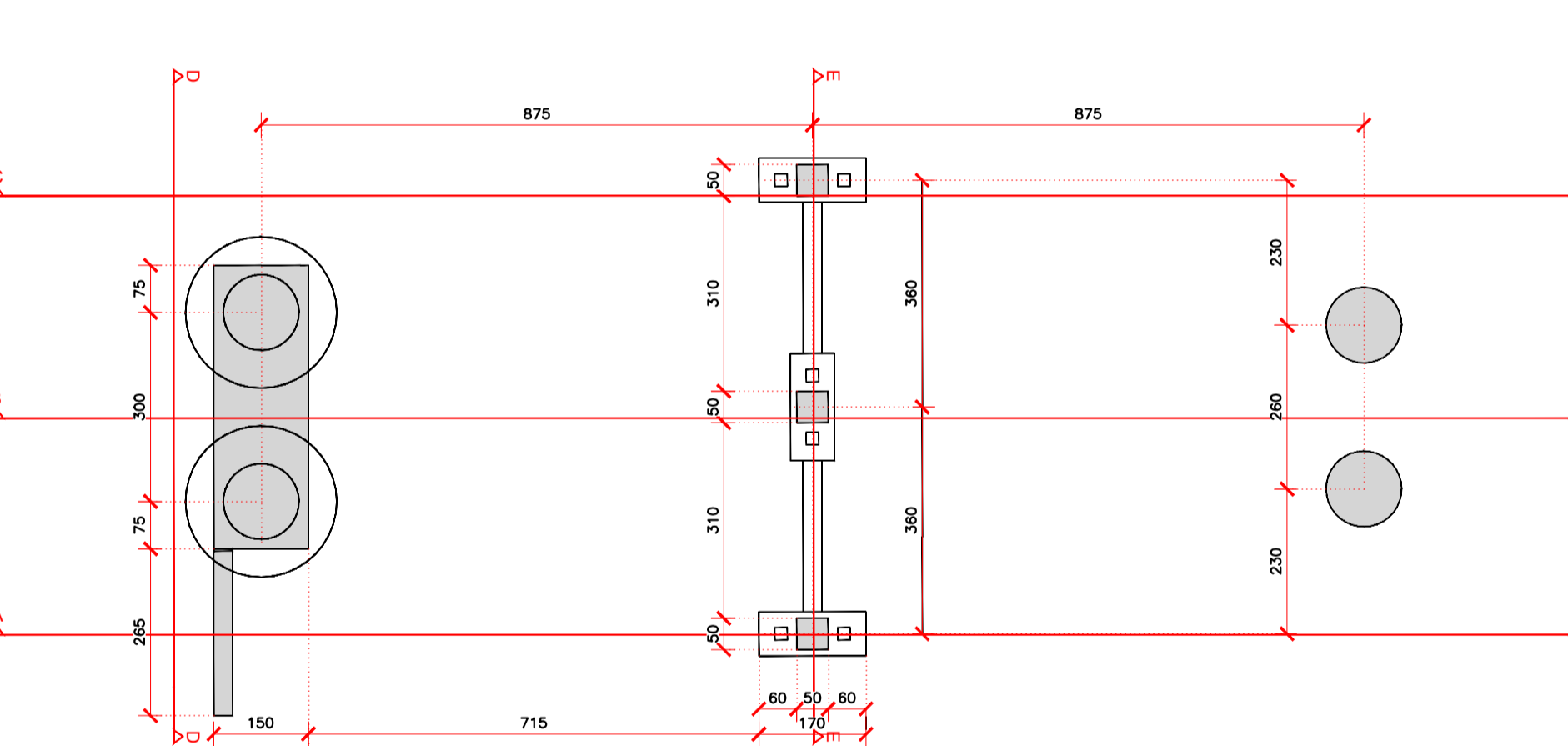
CORTE LONGITUDINAL C-C
ESC.: 1/100



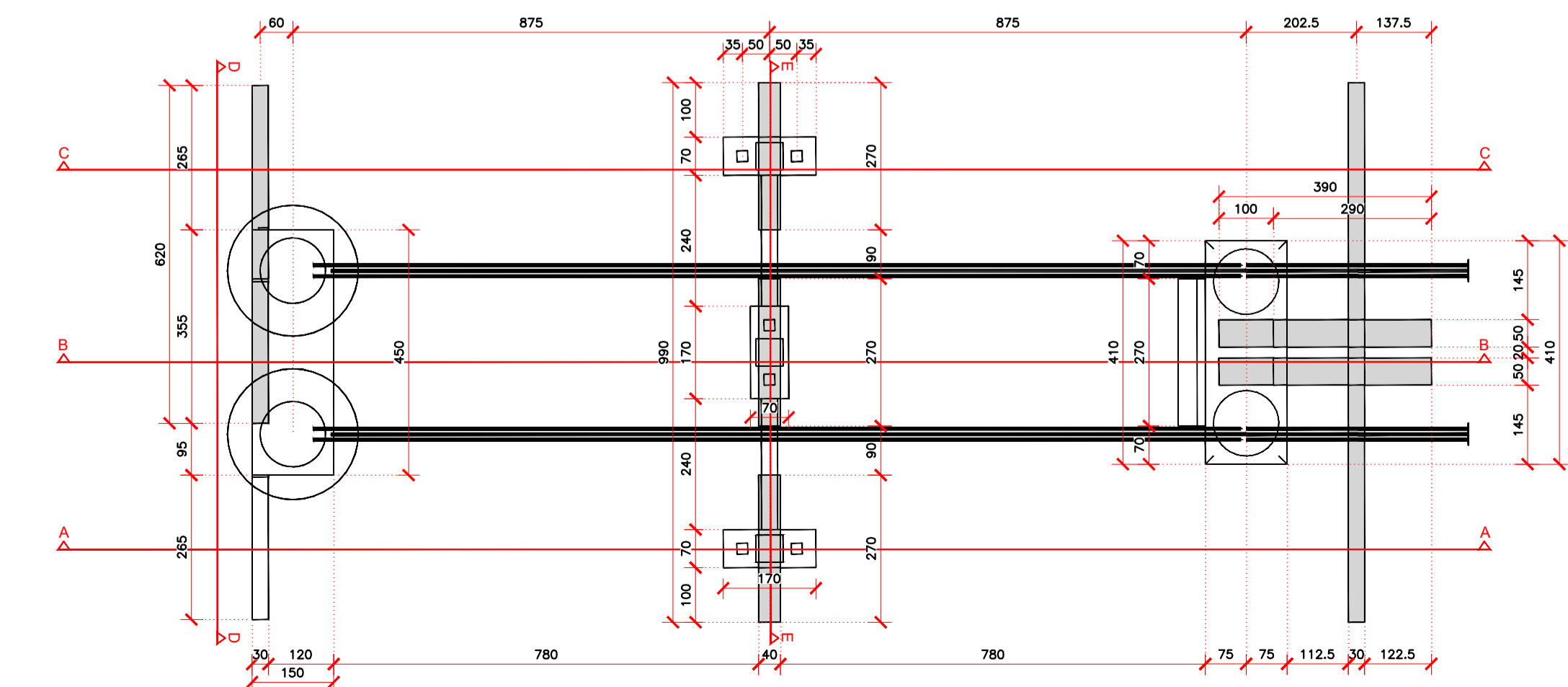
PLANTA SUPERESTRUTURA
VISTA SUPERIOR
ESC.: 1/100



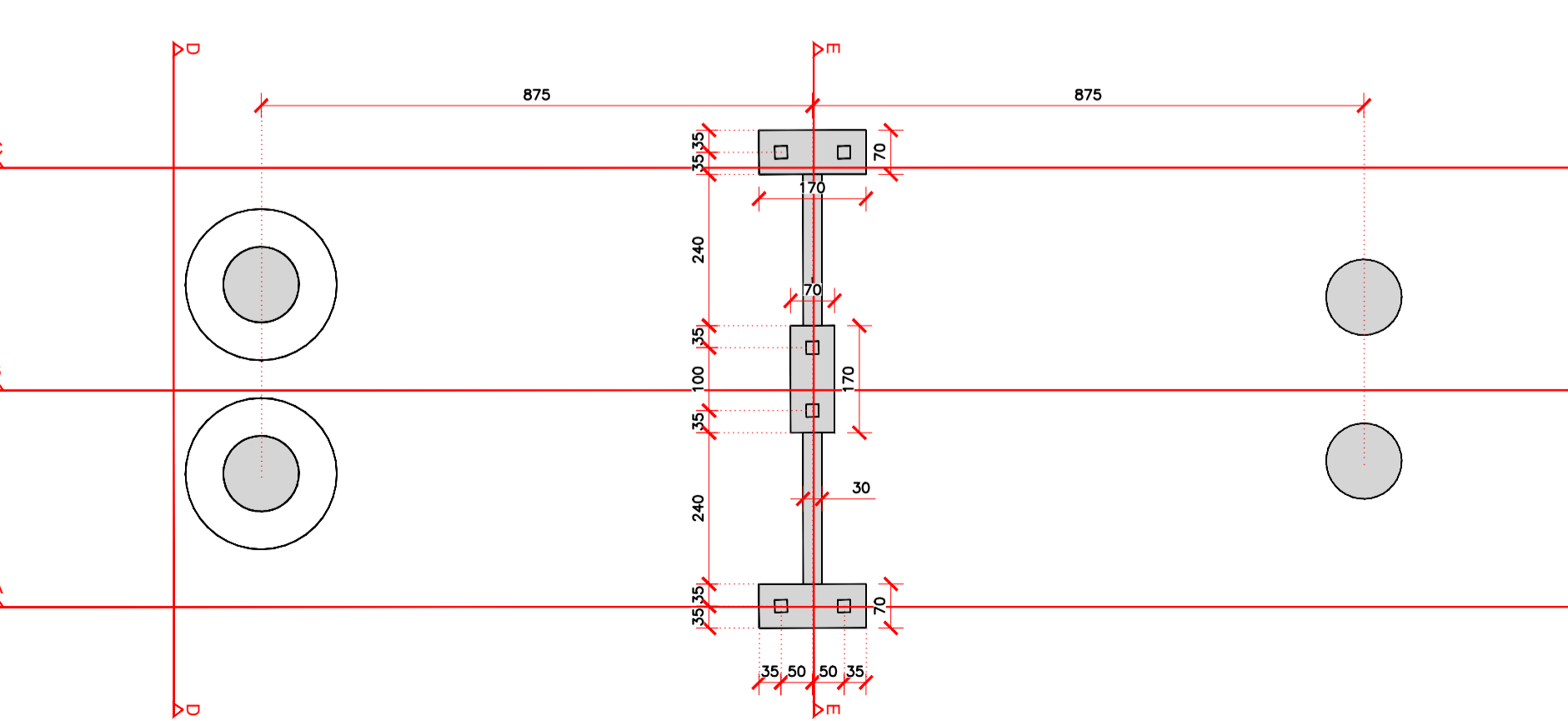
PLANTA MESOESTRUTURA
CORTE INFERIOR
ESC.: 1/100



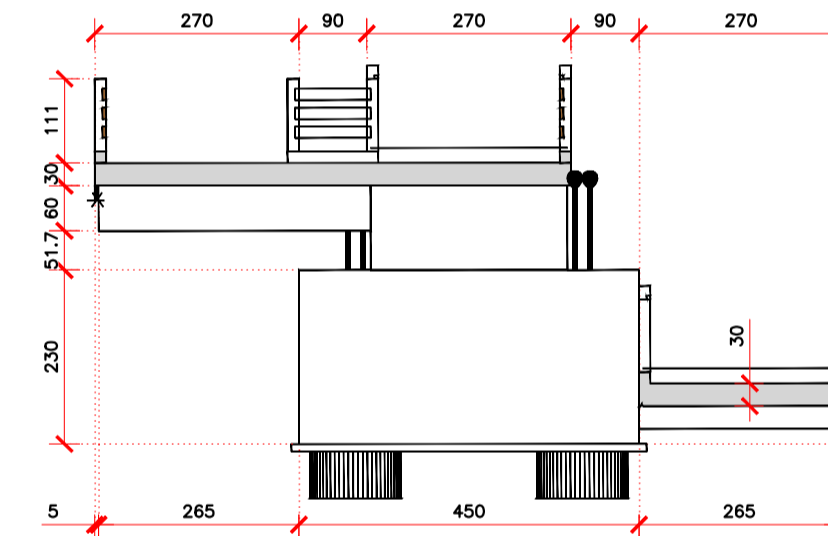
PLANTA MESOESTRUTURA
CORTE SUPERIOR
ESC.: 1/100



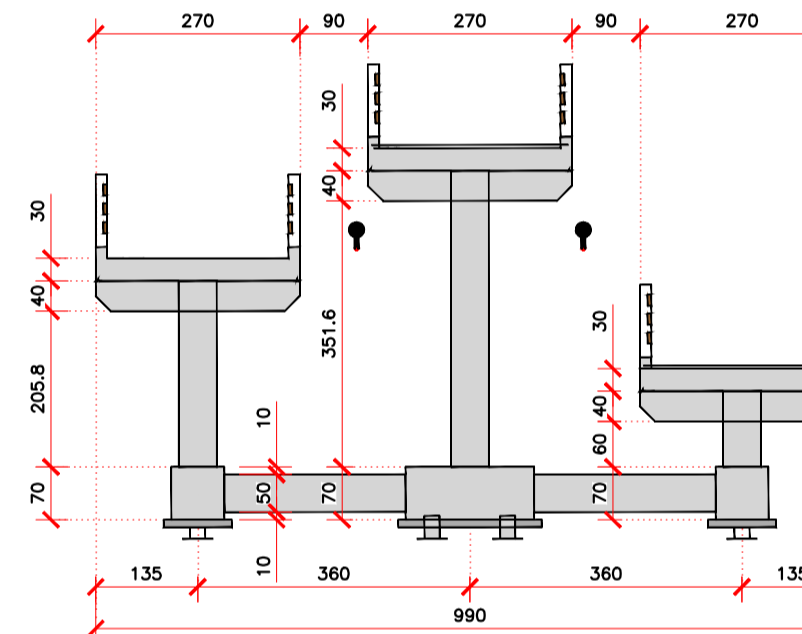
PLANTA INFRAESTRUTURA
CORTE SUPERIOR
ESC.: 1/100



TRANSVERSAL D-D
ESC.: 1/100



TRANSVERSAL E-E
ESC.: 1/100



- NOTAS**
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
 - ESTRUTURA DE CONCRETO DIMENSIONADA CONFORME NBR 6118/2014.
 - CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, CONFORME NBR 6118/2014.
 - CONCRETO:
- F_{ck} ≥ 30MPa - BLOCO/TUBULÃO, PILARES, MASTROS, VIGAS, TRAVESSAS, LAJE DO TABULEIRO.
- F_{ck} ≥ 15MPa - LASTRO.
 - ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM F_{ck} ≥ 30MPa:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 344 kg/m³
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO ≤ 0,61 l/kg
 - ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM F_{ck} ≥ 15MPa:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 246 kg/m³
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO ≤ 0,79 l/kg
 - PARA CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS É DE 3,00cm PARA LAJES, VIGAS E PILARES E 4,00cm PARA BLOCOS E FUNDAÇÕES.
 - O COBRIMENTO MÍNIMO DAS BARRAS DEVERÁ SER GARANTIDO PELO USO ADEQUADO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS DE CONCRETO.
 - MATERIAIS:
- CONCRETO ESTRUTURAL: C30
- MADEIRA: CLASSE D60 - FOLHOSAS
- AÇO CA-50
- CABO DE AÇO GALVANIZADO CLASSE 6X19 - ALMA DE FIBRA (AF) - EIPS (CLASSE DE RESISTÊNCIA 1960 N/mm²)
- AÇO ESTRUTURAL A-588 345 MPa
 - UTILIZAR CONTRA-FLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAS, CONFORME INDICADO.

Nº	EMISSÃO	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.
05					
04					
03					
02					
01					
00	Emissão Inicial		15/01/24	JF	EJF

PASSARELA PÊNSEL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

PROJETO ESTRUTURAL
RAMPA MARGEM DIREITA - PLANTAS E CORTES

COORDENADOR: EDU JOSÉ FRANCO (ENG. CIVIL - CREA 25.802/DIPR)
RESP. TÉCNICO: EDU JOSÉ FRANCO (ENG. CIVIL - CREA 25.802/DIPR)
PROJETISTA: JORDANA FURMAN (ENG. CIVIL - CREA 164.690/DIPR)

ELABORAÇÃO: **FUPEF**
FOLHA Nº: **03/14**
ESTRU03

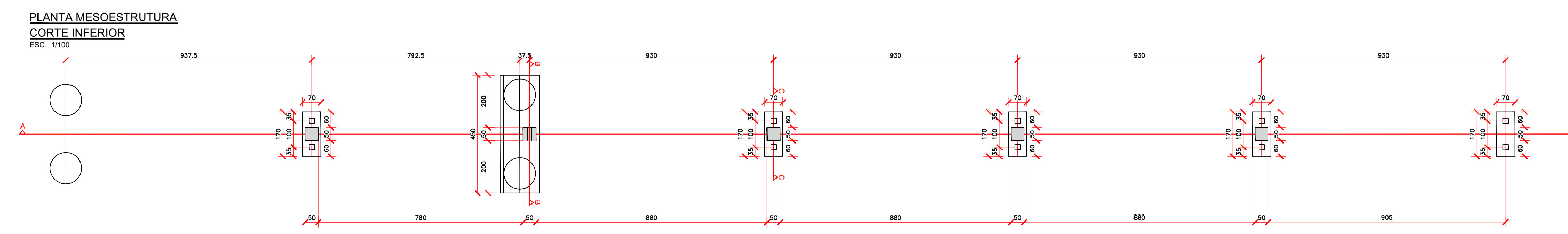
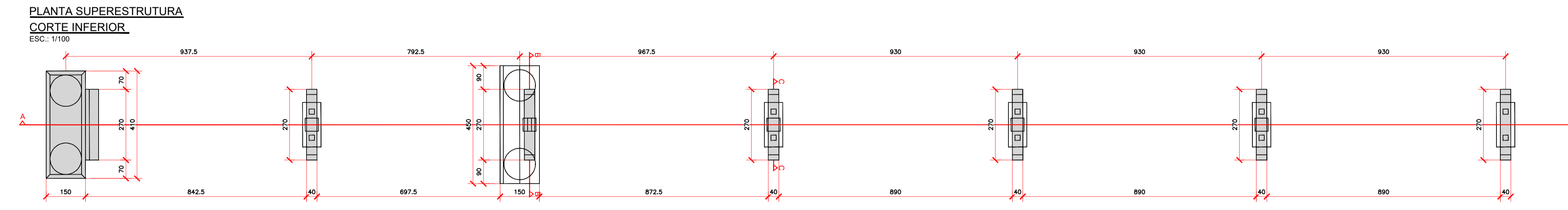
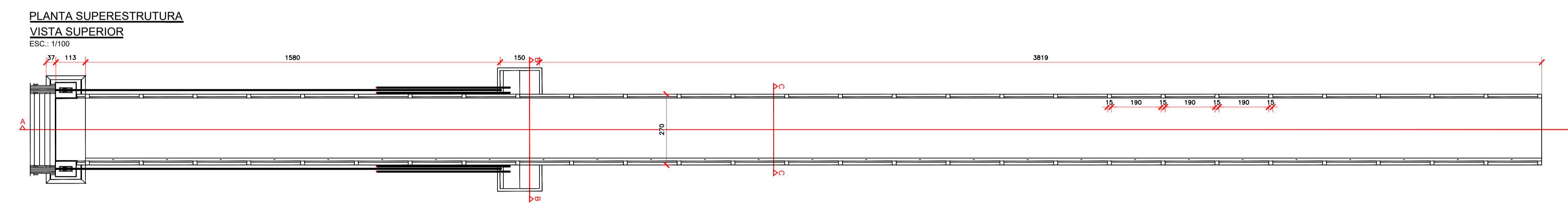
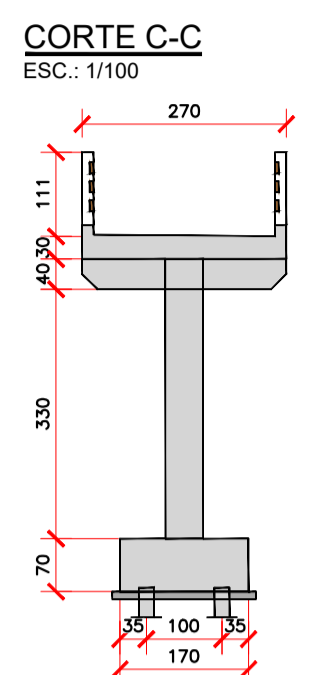
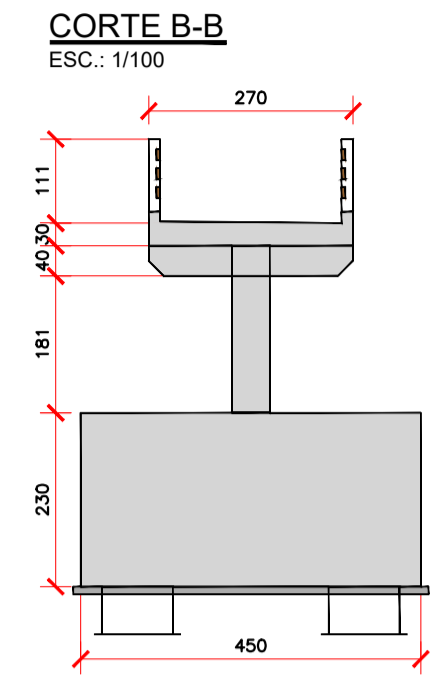
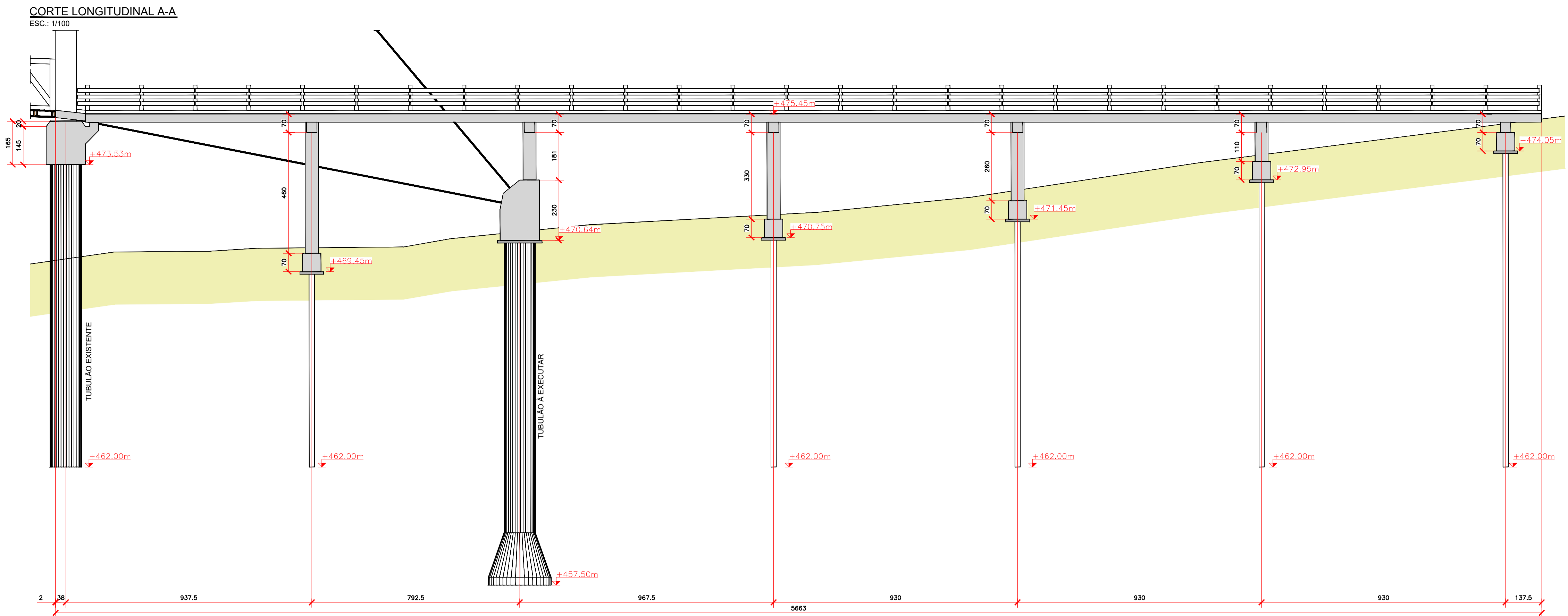
ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRU03_R00
ESCALA: 1:100
REVISÃO Nº: 00
DATA DE CRIAÇÃO: JANEIRO/2024
FORMATO A1 (841x594mm)

Digitally signed by
LUCAS AMADIO
POLASTRE:37618935823
Date: 2024.10.17 11:41:28 -03'00'

Documento assinado digitalmente
por **EDU JOSÉ FRANCO**
Data: 15/01/2024 14:11:20 -03'00'
Verifique em <https://verificar.dig.gov.br>



Para informações e validade das assinaturas: assinaturas@passarela.com.br ou <https://verificar.dig.gov.br>



- NOTAS
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
 - ESTRUTURA DE CONCRETO DIMENSIONADA CONFORME NBR 6118/2014.
 - CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, CONFORME NBR 6118/2014.
 - CONCRETO:
- $F_{ck} \geq 30MPa$ - BLOCO/TUBULÃO, PILARES, MASTROS, VIGAS, TRAVESSAS, LAJE DO TABULEIRO.
- $F_{ck} \geq 15MPa$ - LASTRO.
 - ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM $F_{ck} \geq 30MPa$:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 344 kg/m^3
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO $\leq 0,61$ l/kg
 - ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM $F_{ck} \geq 15MPa$:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 246 kg/m^3
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO $\leq 0,79$ l/kg
 - PARA CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS É DE 3.00cm PARA LAJES, VIGAS E PILARES E 4.00cm PARA BLOCOS E FUNDAÇÕES.
 - O COBRIMENTO MÍNIMO DAS BARRAS DEVERÁ SER GARANTIDO PELO USO ADEQUADO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS DE CONCRETO.
 - MATERIAIS:
- CONCRETO ESTRUTURAL: C30
- MADEIRA: CLASSE D60 - FOLHOSAS
- AÇO CA-50
- CABO DE AÇO GALVANIZADO CLASSE 6X19 - ALMA DE FIBRA (AF) - EIPS (CLASSE DE RESISTÊNCIA 1960 N/mm²)
- AÇO ESTRUTURAL A-588 345 MPa
 - UTILIZAR CONTRA-FLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAS, CONFORME INDICADO.

05				
04				
03				
02				
01				
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

PASSARELA PÊNSEL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL RAMPÁ MARGEM ESQUERDA - PLANTAS E CORTES

COORDENADOR: EDU JOSÉ FRANCO (CREA 25.802 D/PR)

RESP. TÉCNICO: EDU JOSÉ FRANCO (CREA 25.802 D/PR)

PROJETISTA: JORDANA FURMAN (CREA 164.690 D/PR)

ELABORAÇÃO: FUPF

FOLHA Nº: 04/14

ESTRUC: 04

ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRUM_000

ESCALA: 1:100

REVISÃO Nº: 00

DATA DE CRIAÇÃO: JANEIRO/2024

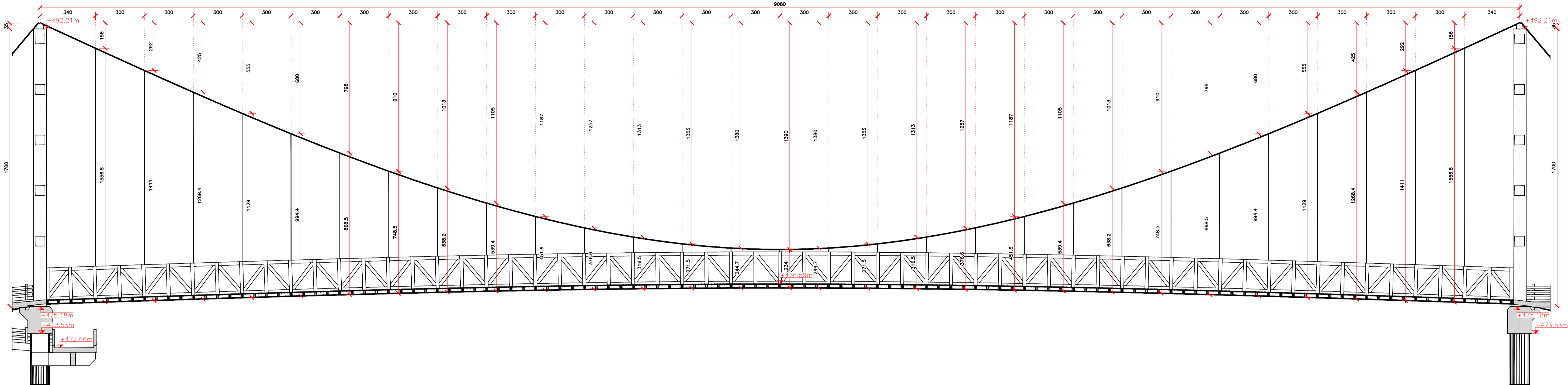
FORMATO A1 (841x594mm)

Documento assinado digitalmente
LUCAS AMADIO
POLASTRE:3761
8935823

Digitally signed by LUCAS AMADIO
POLASTRE:37618935823
Date: 2024.10.17 11:46:17 -03'00'

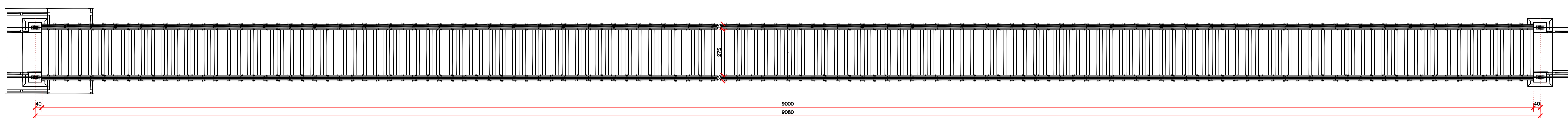
CORTE LONGITUDINAL VÃO CENTRAL

ESC.: 1/125



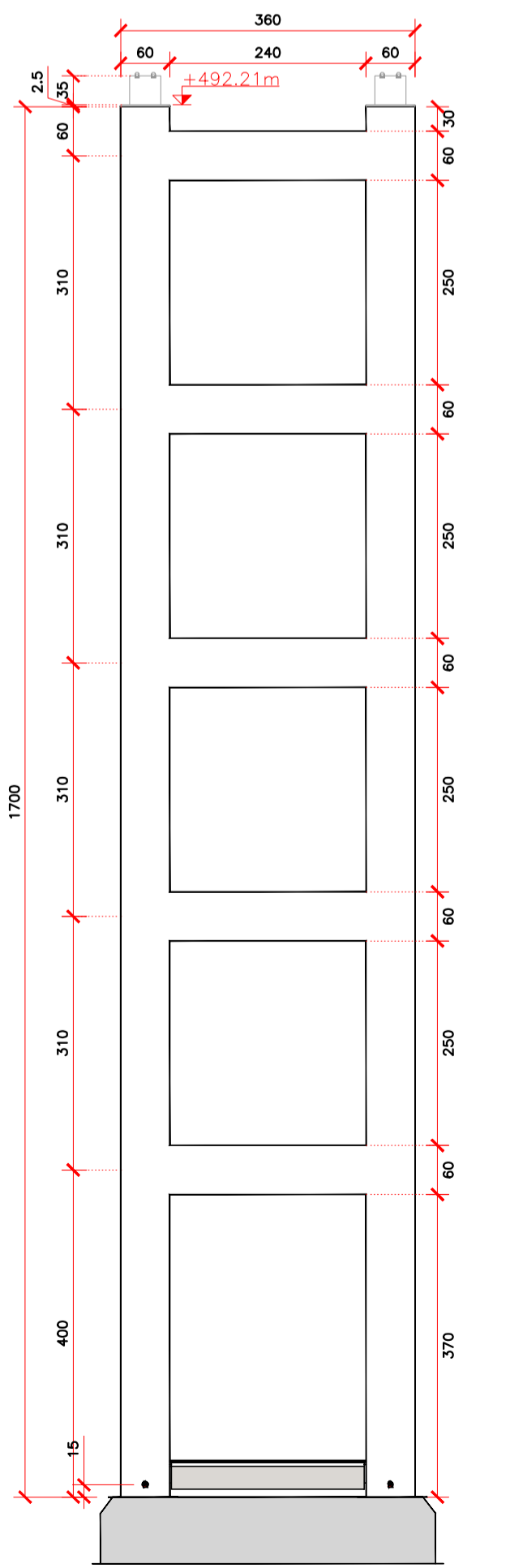
PLANTA VÃO CENTRAL

ESC.: 1/125



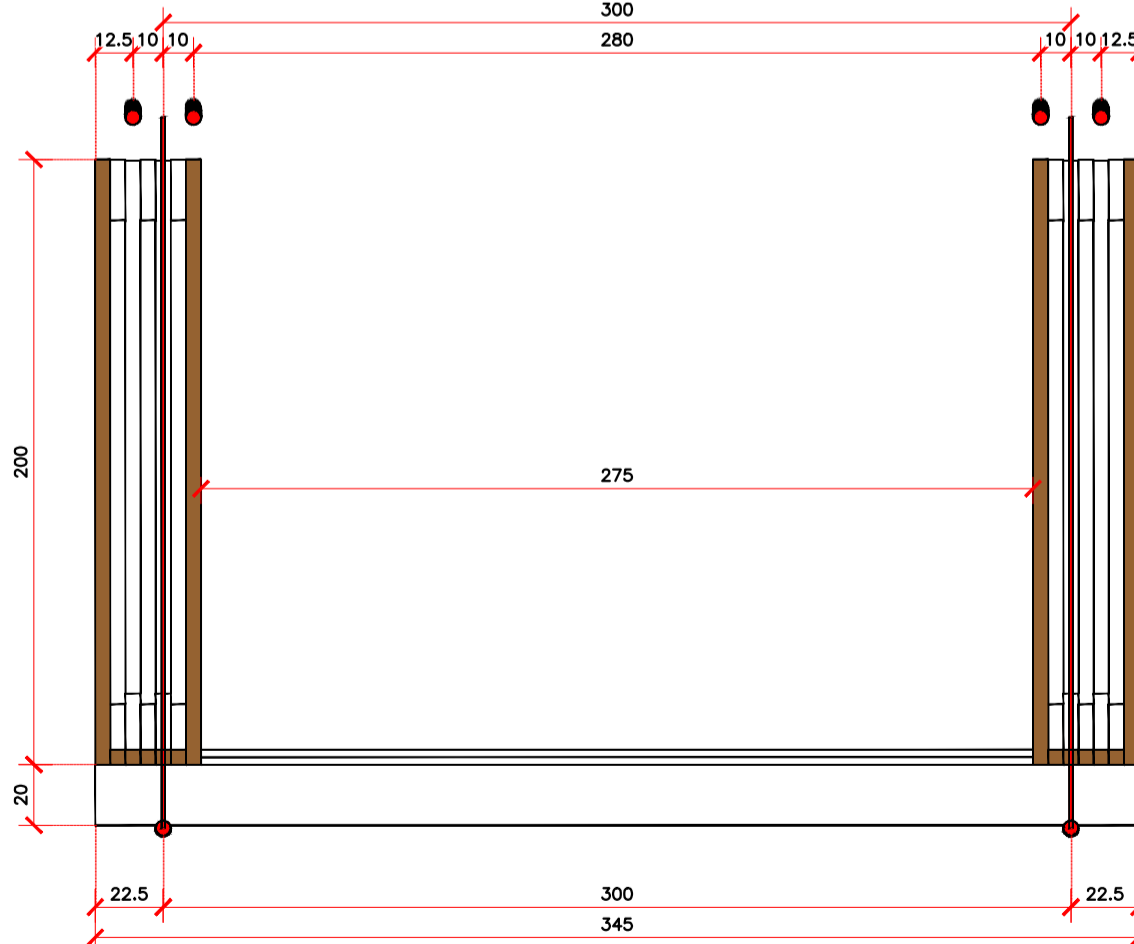
CORTE PILAR CENTRAL EM CONCRETO ARMADO

ESC.: 1/75



CORTE ESTRUTURA DE MADEIRA

ESC.: 1/25



NOTAS

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- ESTRUTURA DE CONCRETO DIMENSIONADA CONFORME NBR 6118/2014.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, CONFORME NBR 6118/2014.
- CONCRETO:
- Fck > 30MPa - BLOCO/TUBULÃO, PILARES, MASTROS, VIGAS, TRAVESSAS, LAJE DO TABULEIRO.
- Fck > 15MPa - LASTRO.
- ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM Fck > 30MPa:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 344 kg/m³
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO ≤ 0,61 l/kg
- ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM Fck > 15MPa:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 246 kg/m³
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO ≤ 0,79 l/kg
- PARA CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS É DE 3,00cm PARA LAJES, VIGAS E PILARES E 4,00cm PARA BLOCOS E FUNDAÇÕES.
- O COBRIMENTO MÍNIMO DAS BARRAS DEVERÁ SER GARANTIDO PELO USO ADEQUADO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS DE CONCRETO.
- MATERIAIS:
- CONCRETO ESTRUTURAL: C30
- MADEIRA: CLASSE D60 - FOLHOSAS
- AÇO CA-50
- CABO DE AÇO GALVANIZADO CLASSE 6X19 - ALMA DE FIBRA (AF) - EIPS (CLASSE DE RESISTÊNCIA 1960 N/mm²)
- AÇO ESTRUTURAL A-588 345 MPa
- UTILIZAR CONTRA-FLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAI, CONFORME INDICADO.

05			
04			
03			
02			
01			
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF EJP
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ. APR.

LUCAS AMADIO
POLASTRE:37618935
18935823

Digitally signed by
LUCAS AMADIO
POLASTRE:37618935
Date: 2024.10.17
11:39:45 -03'00'

ICP Brasil
Documento assinado digitalmente
Edu Jose Franco
Date: 2024.10.17
11:39:45 -03'00'

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

ELABORAÇÃO
FUPEF

TÍTULO
PROJETO ESTRUTURAL
VÃO CENTRAL - PLANTA E CORTES

COORDENADOR
EDU JOSÉ FRANCO
ENG. CIVIL
CREA 25.802 D/PR

RESP. TÉCNICO
EDU JOSÉ FRANCO
ENG. CIVIL
CREA 25.802 D/PR

PROJETISTA
JORDANA FURMAN
ENG. CIVIL
CREA 164.690 D/PR

FOLHA Nº
05/14
ESTRU05

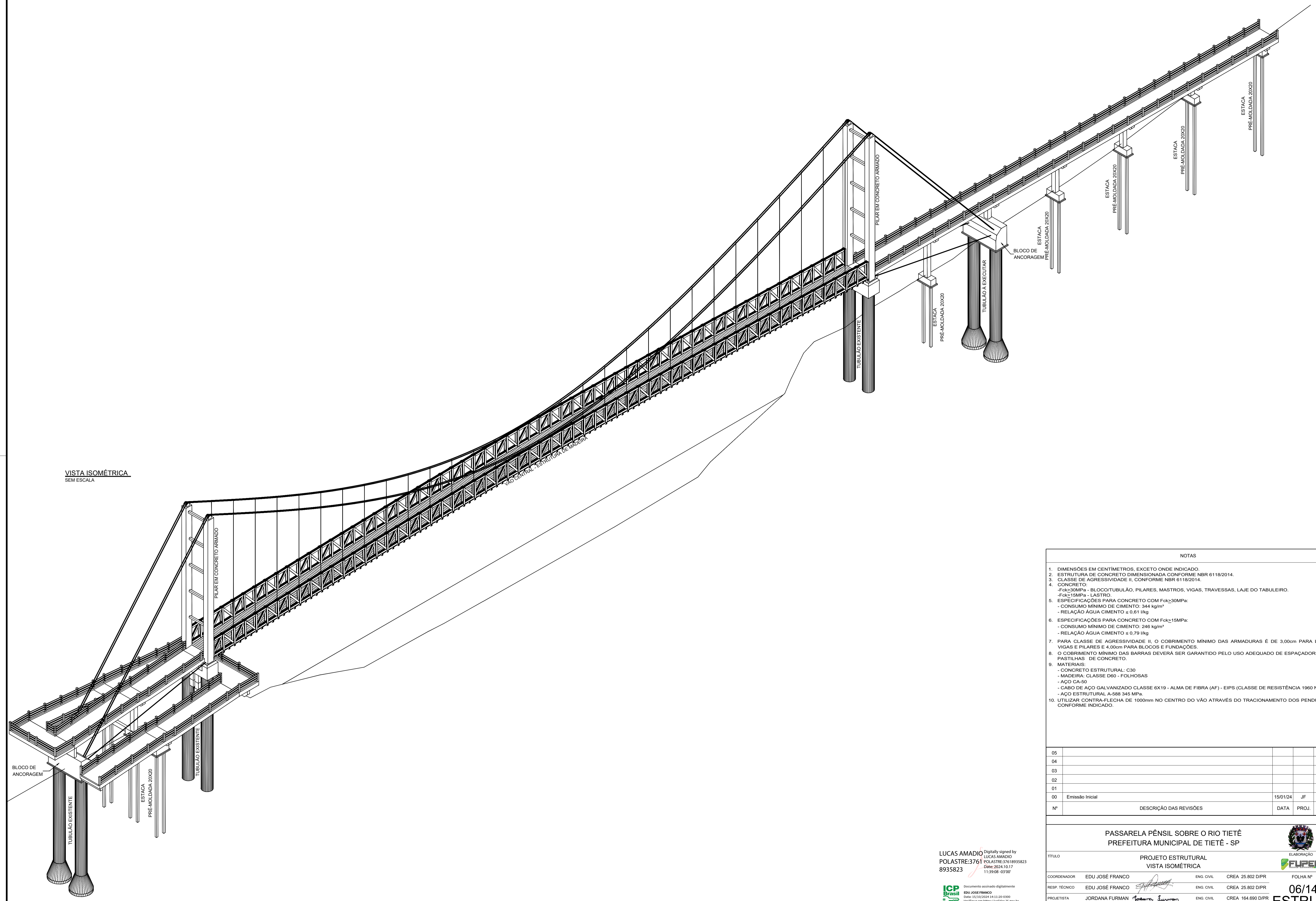
ARQUIVO DIGITAL
F-2302-TI-1001-ESTRU05_R00

ESCALA
INDICADA

REVISÃO Nº
00

DATA DE CRIAÇÃO
JANEIRO/2024

FORMATO A1 (841x594mm)



VISTA ISOMÉTRICA
SEM ESCALA

NOTAS

1. DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
2. ESTRUTURA DE CONCRETO DIMENSIONADA CONFORME NBR 6118/2014.
3. CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, CONFORME NBR 6118/2014.
4. CONCRETO:
- $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ - BLOCO/TUBULÃO, PILARES, MASTROS, VIGAS, TRAVESSAS, LAJE DO TABULEIRO.
- $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$ - LASTRO.
5. ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 344 kg/m^3
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO $\leq 0,61 \text{ l/kg}$
6. ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 246 kg/m^3
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO $\leq 0,79 \text{ l/kg}$
7. PARA CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS É DE 3,00cm PARA LAJES, VIGAS E PILARES E 4,00cm PARA BLOCOS E FUNDAÇÕES.
8. O COBRIMENTO MÍNIMO DAS BARRAS DEVERÁ SER GARANTIDO PELO USO ADEQUADO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS DE CONCRETO.
9. MATERIAIS:
- CONCRETO ESTRUTURAL: C30
- MADEIRA: CLASSE D60 - FOLHOSAS
- AÇO CA-50
- CABO DE AÇO GALVANIZADO CLASSE 6X19 - ALMA DE FIBRA (AF) - EIPS (CLASSE DE RESISTÊNCIA 1960 N/mm²)
- AÇO ESTRUTURAL A-588 345 MPa
10. UTILIZAR CONTRA-FLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAI, CONFORME INDICADO.

05				
04				
03				
02				
01				
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

LUCAS AMADIO
POLASTRE:3761
8935823

Digitally signed by
LUCAS AMADIO
Date: 2024.10.17
11:39:08 -03'00'

ICP
Brasil

Documento assinado digitalmente
EDU JOSÉ FRANCO
Data: 15/10/2024 14:11:29 -0300
Verifique em https://validar.icp.gov.br

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

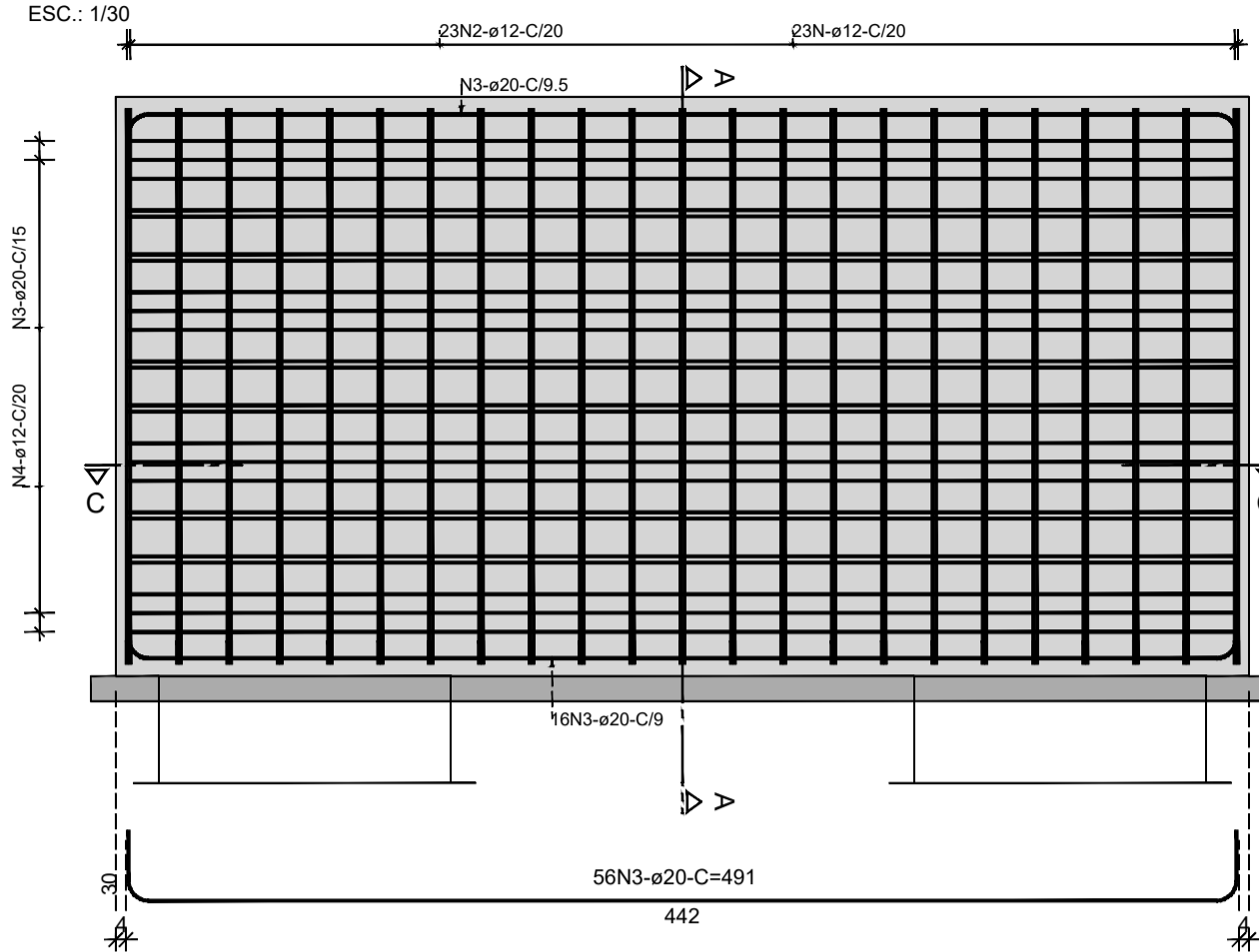
TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL
VISTA ISOMÉTRICA

ELABORAÇÃO
FUPEF

COORDENADOR	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	FOLHA Nº	
RESP. TÉCNICO	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	06/14	
PROJETISTA	JORDANA FURMAN	ENG. CIVIL	CREA 164.690 D/PR	ESTRU06	

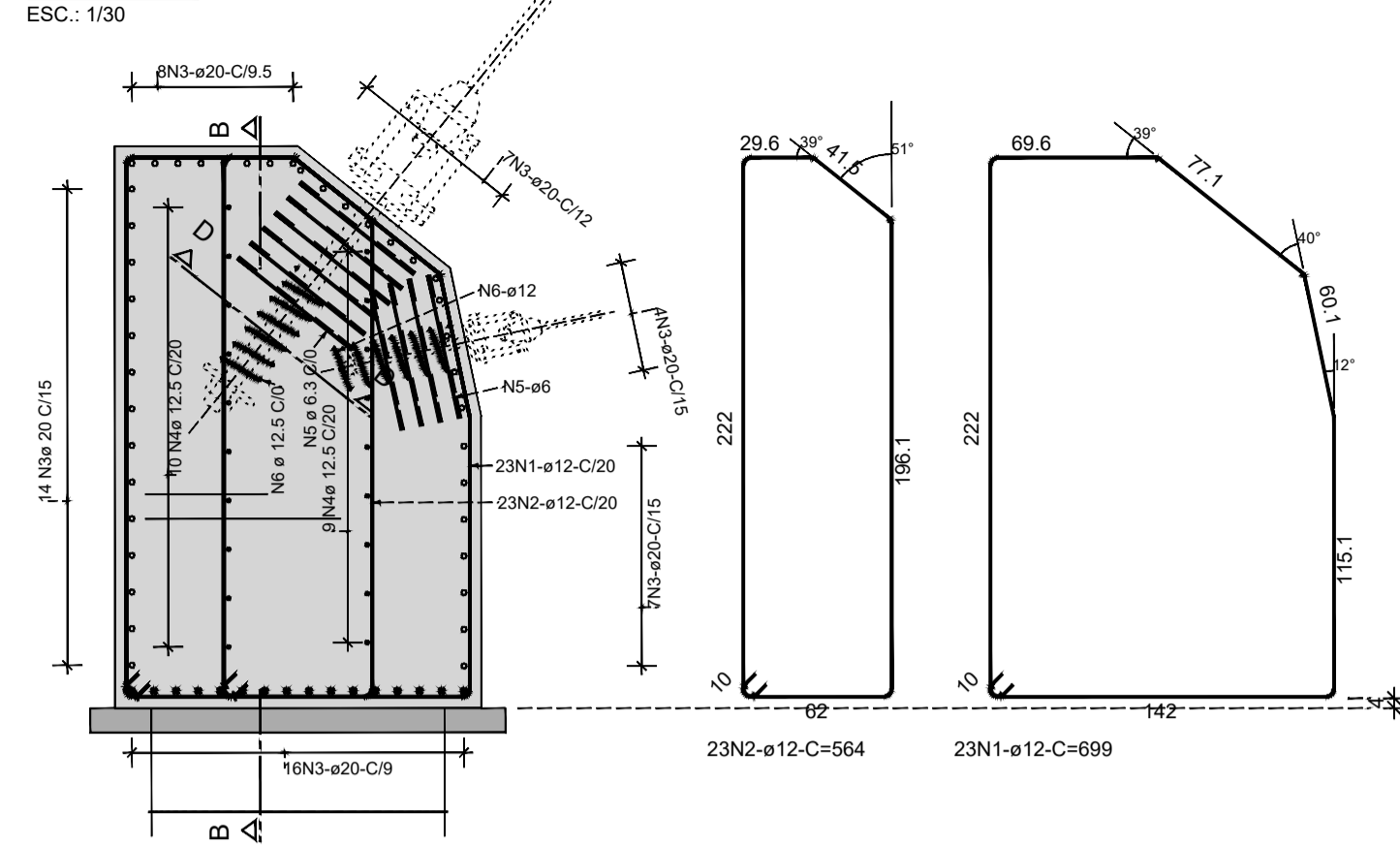
ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRU06_R00 ESCALA INDICADA REVISÃO Nº 00 DATA DE CRIAÇÃO: JANEIRO/2024 FORMATO A1 (841x594mm)

BLOCO DE FUNDAÇÃO SOBRE TUBULÃO (2x)



BLOCO DE FUNDAÇÃO SOBRE TUBULÃO (2x)

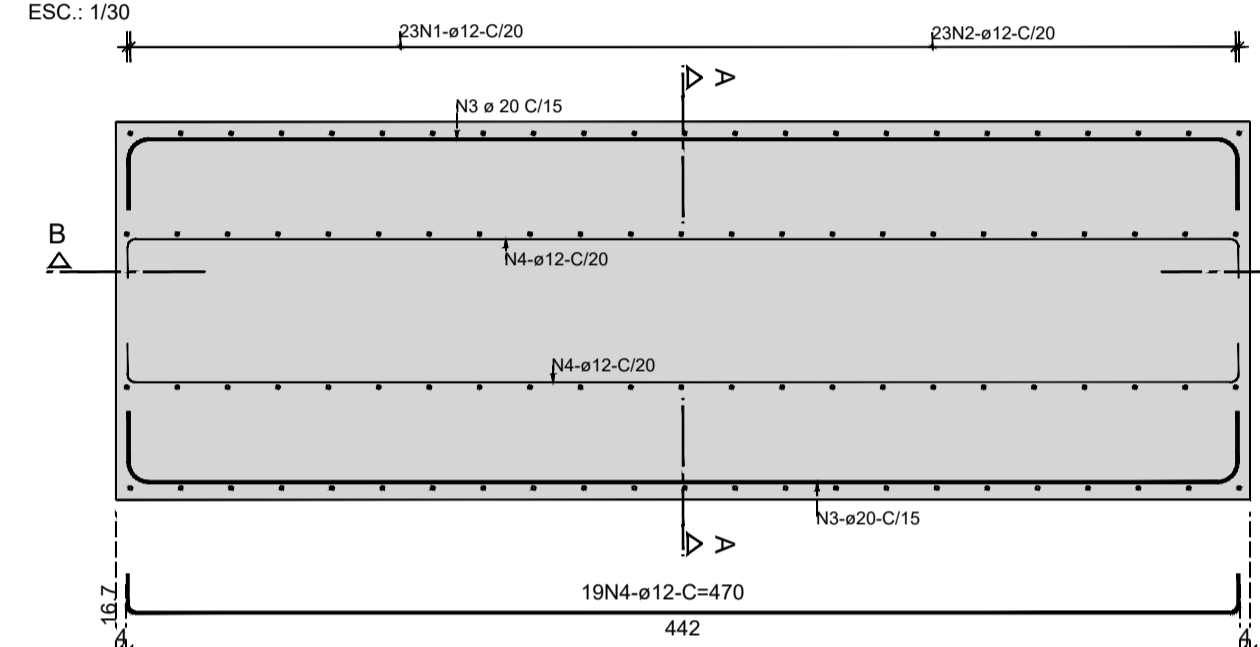
CORTE A-A



D= 0.2 m
Pa= 8 cm
H= 0.5 m
4 N6 e 12.5 C=364 CA-25

BLOCO DE FUNDAÇÃO SOBRE TUBULÃO (2x)

CORTE C-C



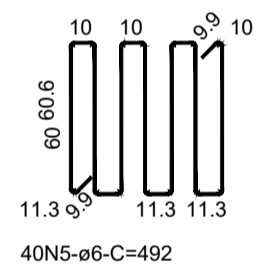
BLOCO DE FUNDAÇÃO SOBRE TUBULÃO (1x)

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Único [m]	Compr. total [m]	Massa [kg]
1	23	12.5	6.99	160.77	154.82
2	23	12.5	5.64	129.72	124.92
3	56	20	4.91	274.96	678.05
4	19	12.5	4.70	89.30	86.00
5	40	6.3	4.92	196.80	48.22
6	4	12.5	3.64	14.56	14.02

Massa total [kg] : 1106.03
Aço Total p/ 2x = 2.212,06kg
Formas = 56,99m²
Concreto fck 30MPa = 28,72m³
Lastro de Concreto fck 15MPa = 1,59m³

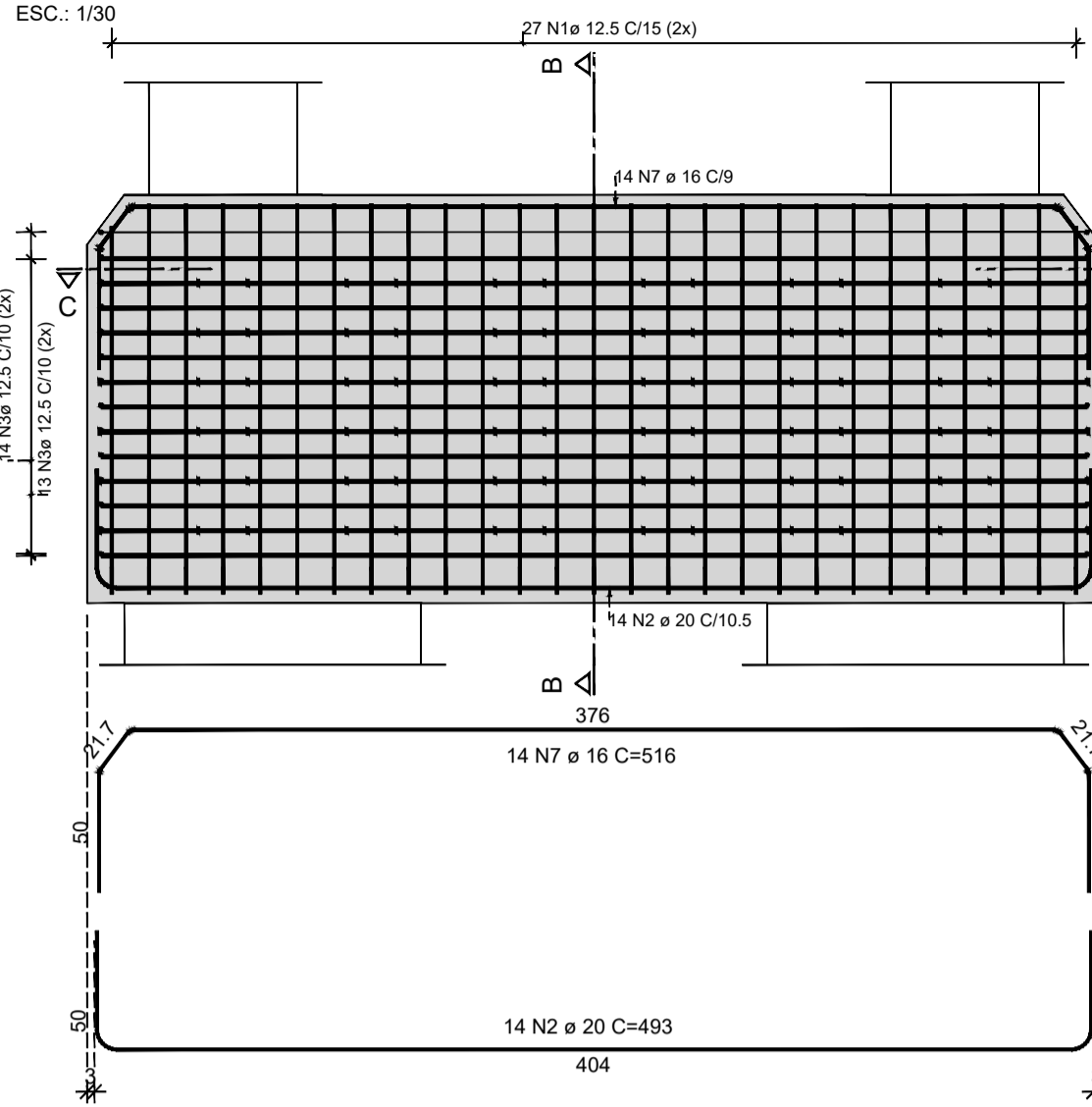
BLOCO DE FUNDAÇÃO SOBRE TUBULÃO (2x)

CORTE D-D



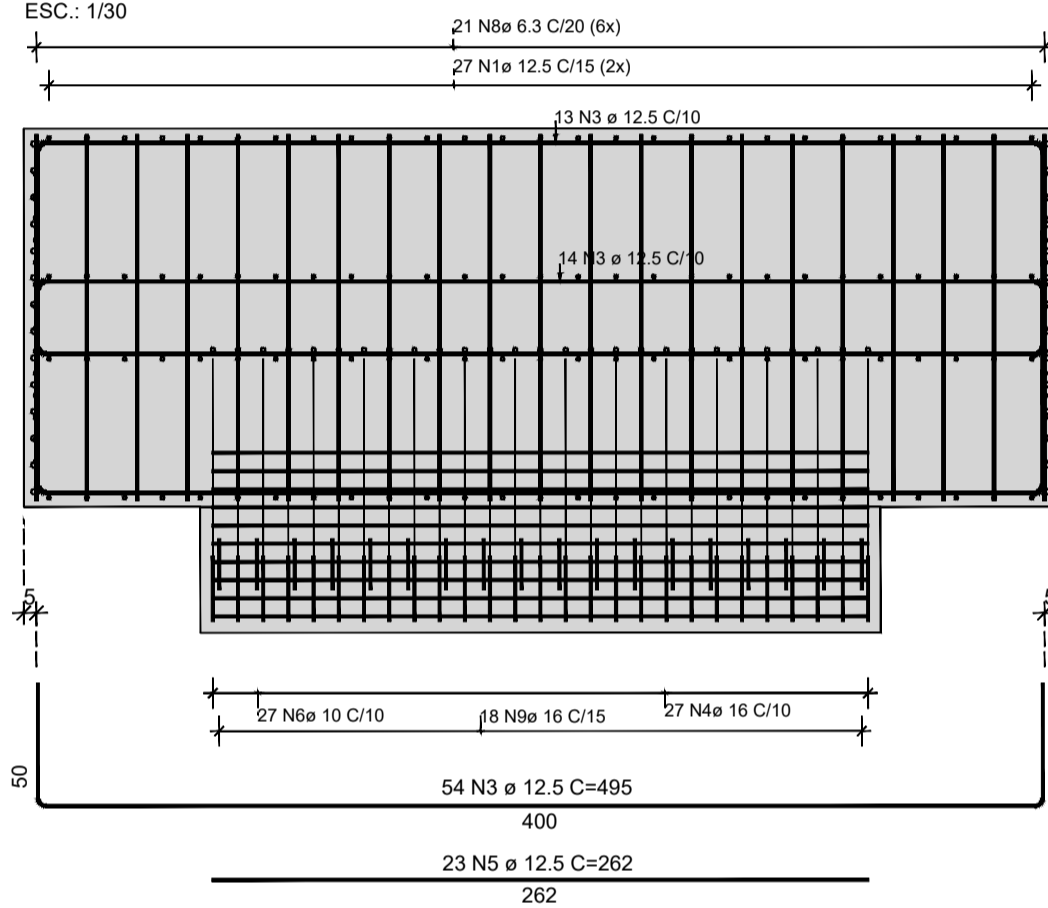
VIGA TRAVESSA APOIO DO MASTRO (2x)

CORTE LONGITUDINAL



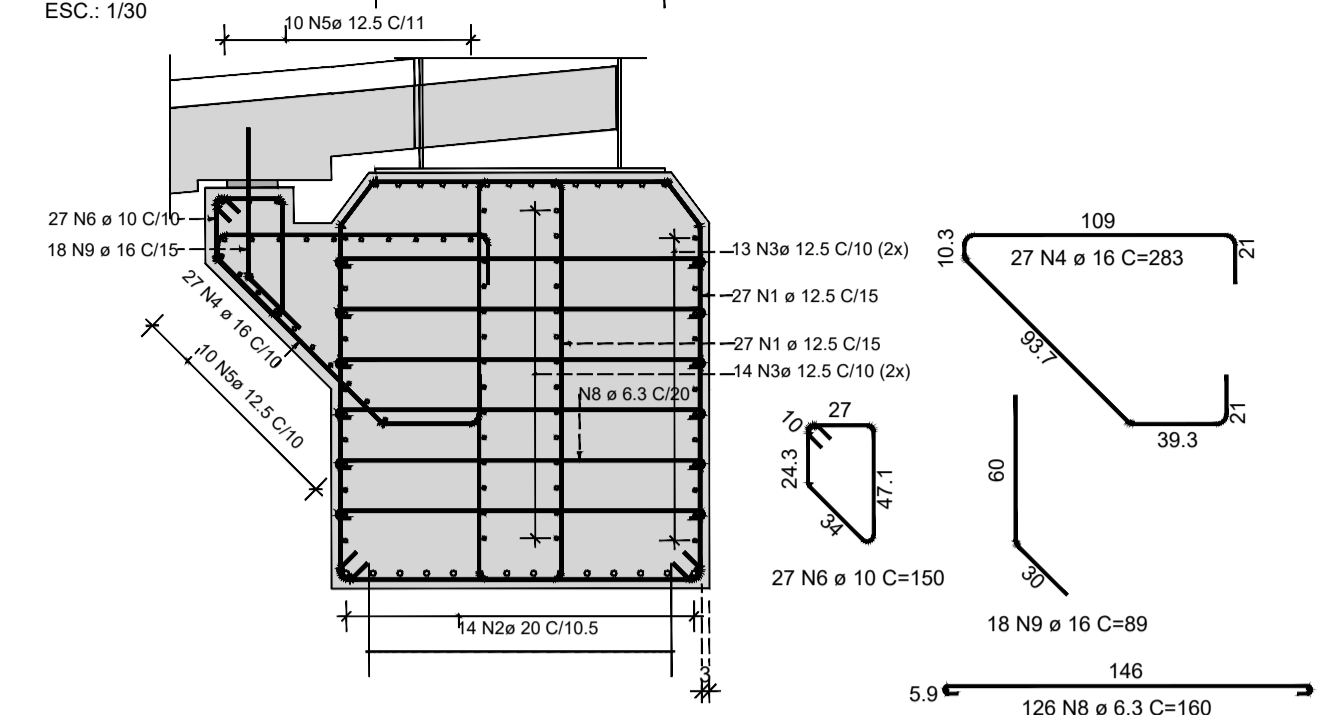
VIGA TRAVESSA APOIO DO MASTRO (2x)

CORTE C-C



VIGA TRAVESSA APOIO DO MASTRO (2x)

CORTE B-B



Formato	Número	Comprime a [cm]	Comprime b [cm]	Comprime Barra Simple [cm]	Comprime Total [cm]
1.a	4	16.2	149.8	489	1956
1.ab	50	22.5	159	504	25200

Adicionar comprimentos = 271.560 m

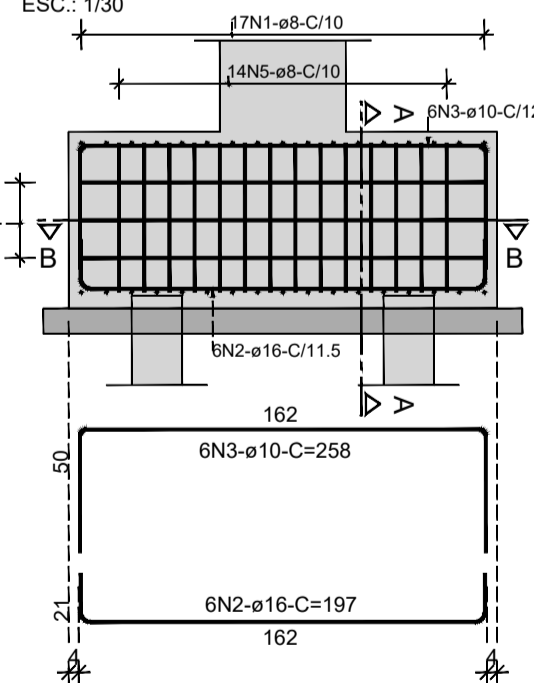
VIGA TRAVESSA APOIO DO MASTRO (1x)

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Único [m]	Compr. total [m]	Massa [kg]
1	54	12.5	-X-	271.56	261.55
2	14	20	4.93	69.02	170.20
3	54	12.5	4.95	267.30	257.41
4	27	16	2.83	76.41	120.57
5	23	12.5	2.62	60.26	58.03
6	27	10	1.50	40.50	24.99
7	14	16	5.16	72.24	113.99
8	126	6.3	1.60	201.60	49.39
9	18	16	0.89	16.02	25.28

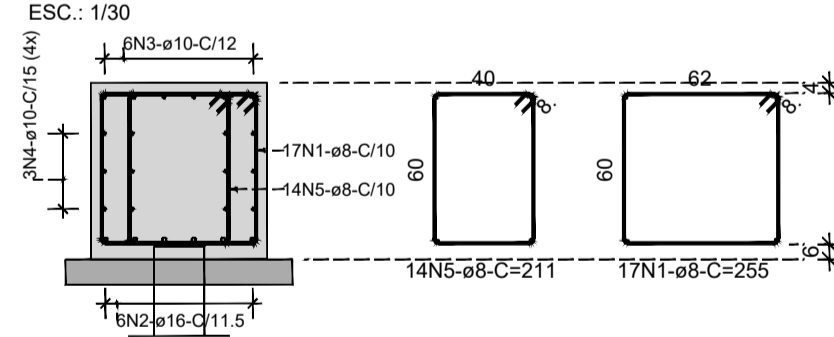
Massa total [kg] : 1081.41
Aço Total p/ 2x = 2.162,82kg
Formas = 55,70m²
Concreto fck 30MPa = 21,34m³

RAMPA MARGEM DIREITA E ESQUERDA

BLOCO DE FUNDAÇÃO (8x)



CORTE A-A (8x)

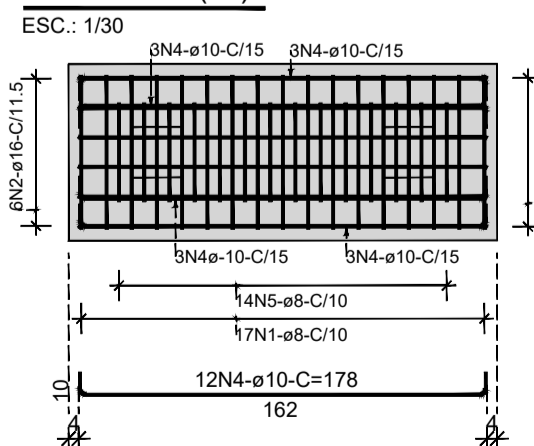


BLOCO DE FUNDAÇÃO (1x)

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Único [m]	Compr. total [m]	Massa [kg]
1	17	8	2.55	43.35	17.12
2	6	16	1.97	11.82	18.65
3	6	10	2.58	15.48	9.55
4	12	10	1.78	21.36	13.18
5	14	8	2.11	29.54	11.67

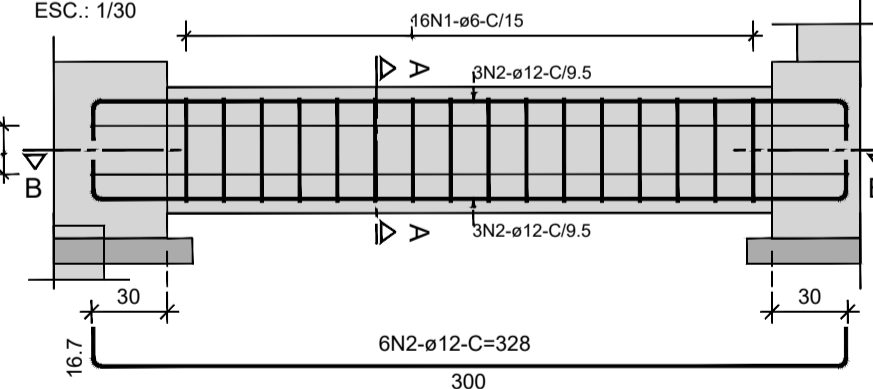
Massa total [kg] : 70.17
Aço Total p/ 8x = 561,36kg
Formas = 26,88m²
Concreto fck 30MPa = 6,60m³
Lastro de Concreto fck 15MPa = 1,36m³

CORTE B-B (8x)

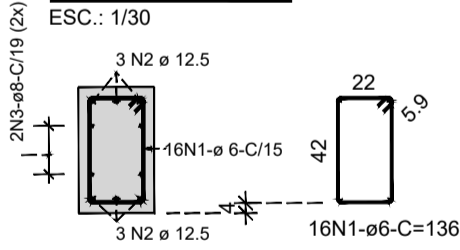


RAMPA MARGEM DIREITA

VIGA BALDRAME (2x)



CORTE A-A (2x)

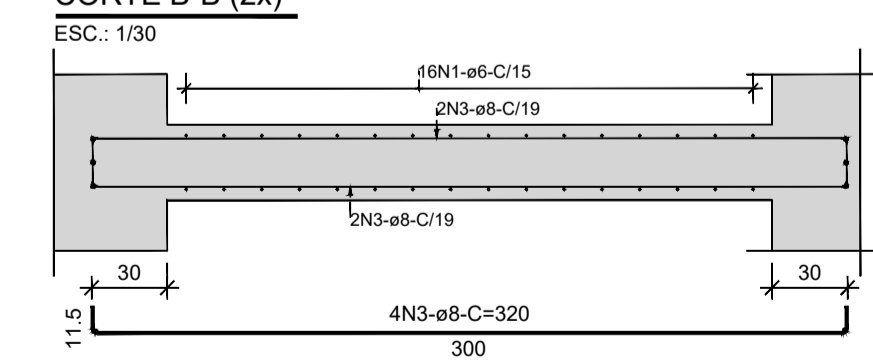


VIGA BALDRAME (1x)

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Único [m]	Compr. total [m]	Massa [kg]
1	16	6.3	1.36	21.76	5.33
2	6	12.5	3.28	19.68	18.95
3	4	8	3.20	12.80	5.06

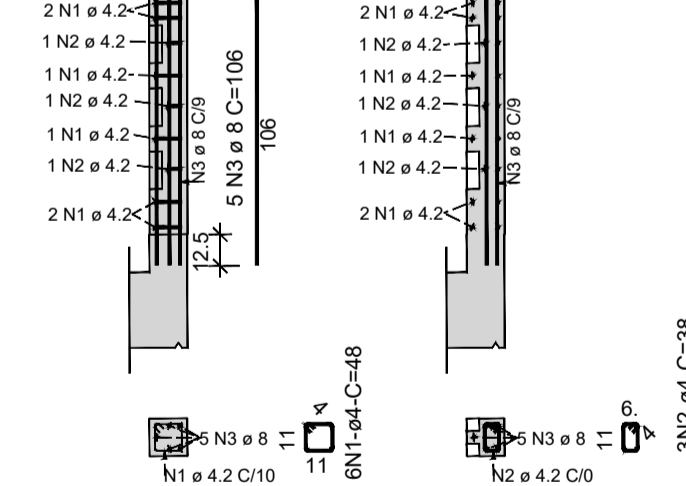
Massa total [kg] : 29.34
Aço Total p/ 2x = 58,68kg
Formas = 6,24m²
Concreto fck 30MPa = 0,72m³

CORTE B-B (2x)



PILAR GUARDA CORPO

ESC.: 1/30



PILAR GUARDA CORPO (1x)

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Único [m]	Compr. total [m]	Massa [kg]
1	6	4.2	0.48	2.88	0.31
2	3	4.2	0.38	1.14	0.12
3	5	8	1.06	5.30	2.09

Massa total [kg] :
Aço Total = 2,52kg
Formas = 0,65m²
Concreto fck 30MPa = 0,0192m³

LUCAS AMADIO Digitally signed by LUCAS AMADIO
POLASTRE:3761
8935823
11:38:29 -03'00'

05				
04				
03				
02				
01				
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

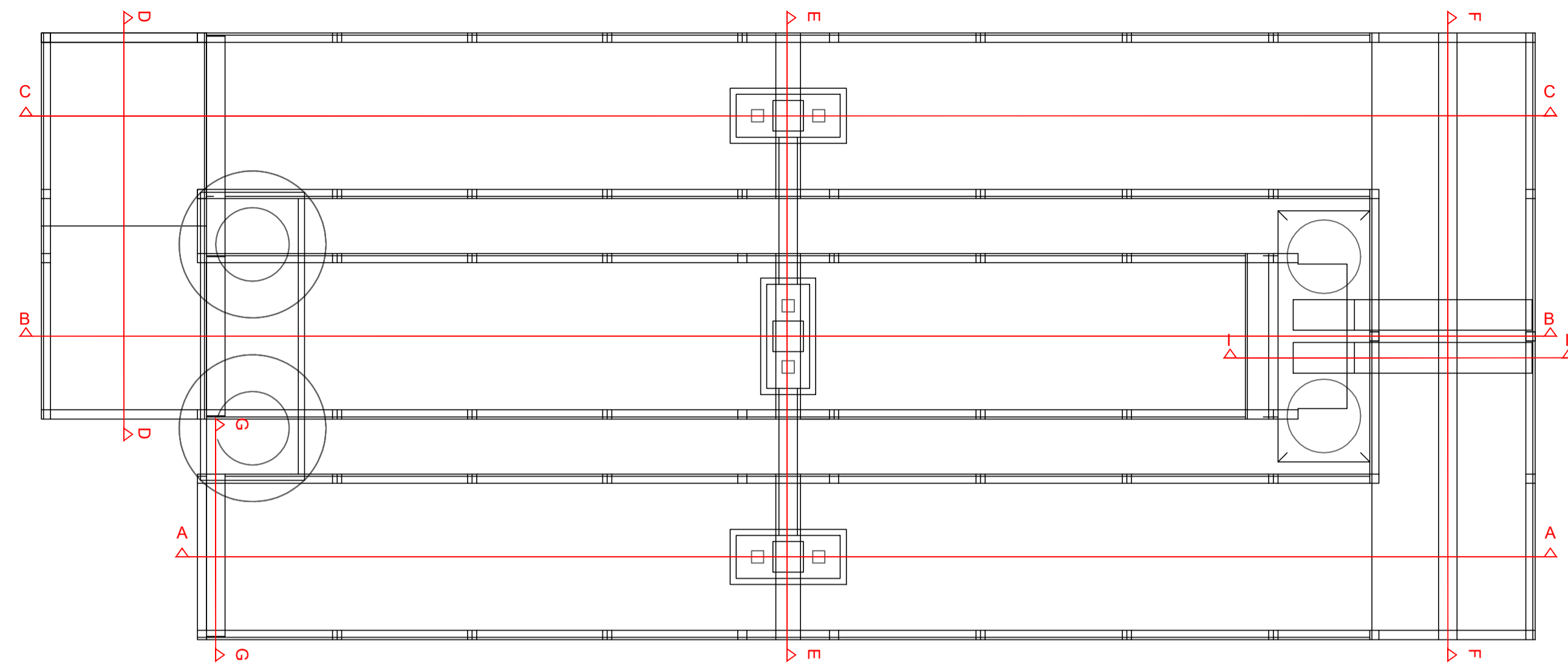
TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL
BLOCOS DE FUNDAÇÃO, VIGA TRAVESSA E GUARDA-CORPO

COORDENADOR: EDU JOSÉ FRANCO
RES.P. TÉCNICO: EDU JOSÉ FRANCO
PROJETISTA: JORDANA FURMAN

ELABORAÇÃO: FUPEF
FOLHA Nº: 07/14
ESTRUT 07

ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRUT07_000
ESCALA: 1:30
REVISÃO Nº: 00
DATA DE CRIAÇÃO: JANEIRO/2024
FORMATO A1 (841x594mm)

RAMPA MARGEM DIREITA
PLANTA GERAL
ESC.: 1/75



RAMPA MARGEM DIREITA
PILARES - CORTE E-E
ESC.: 1/50

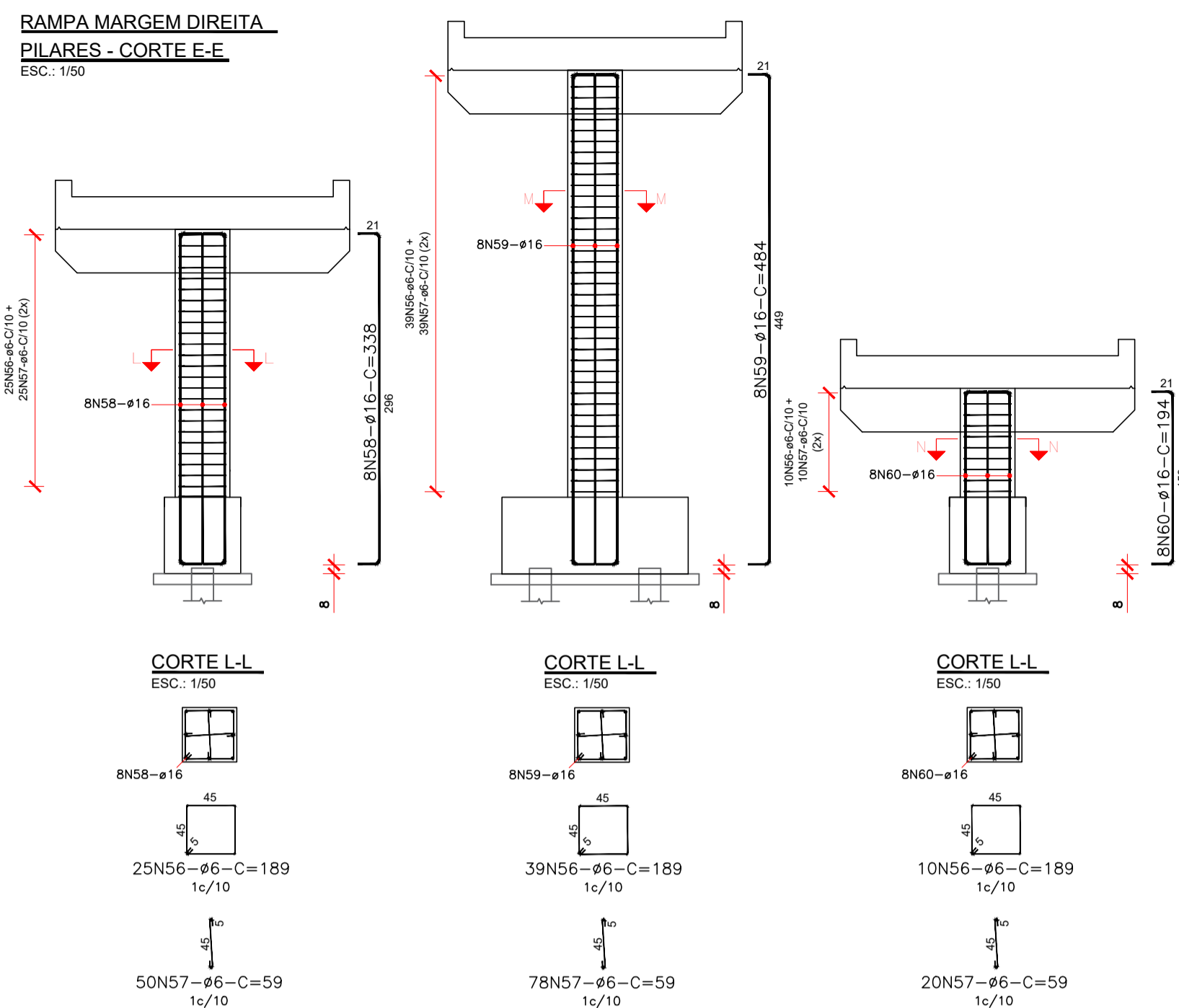
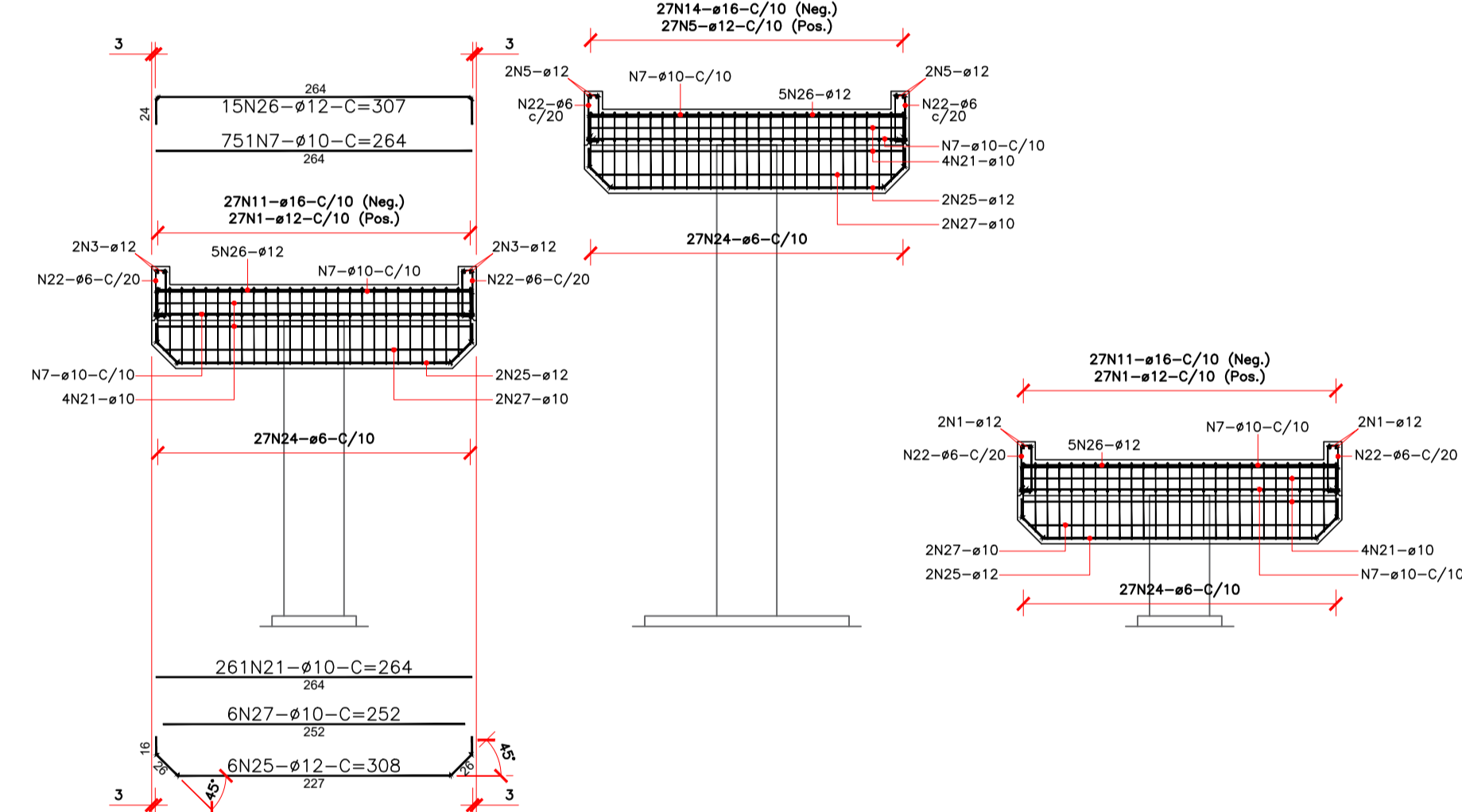


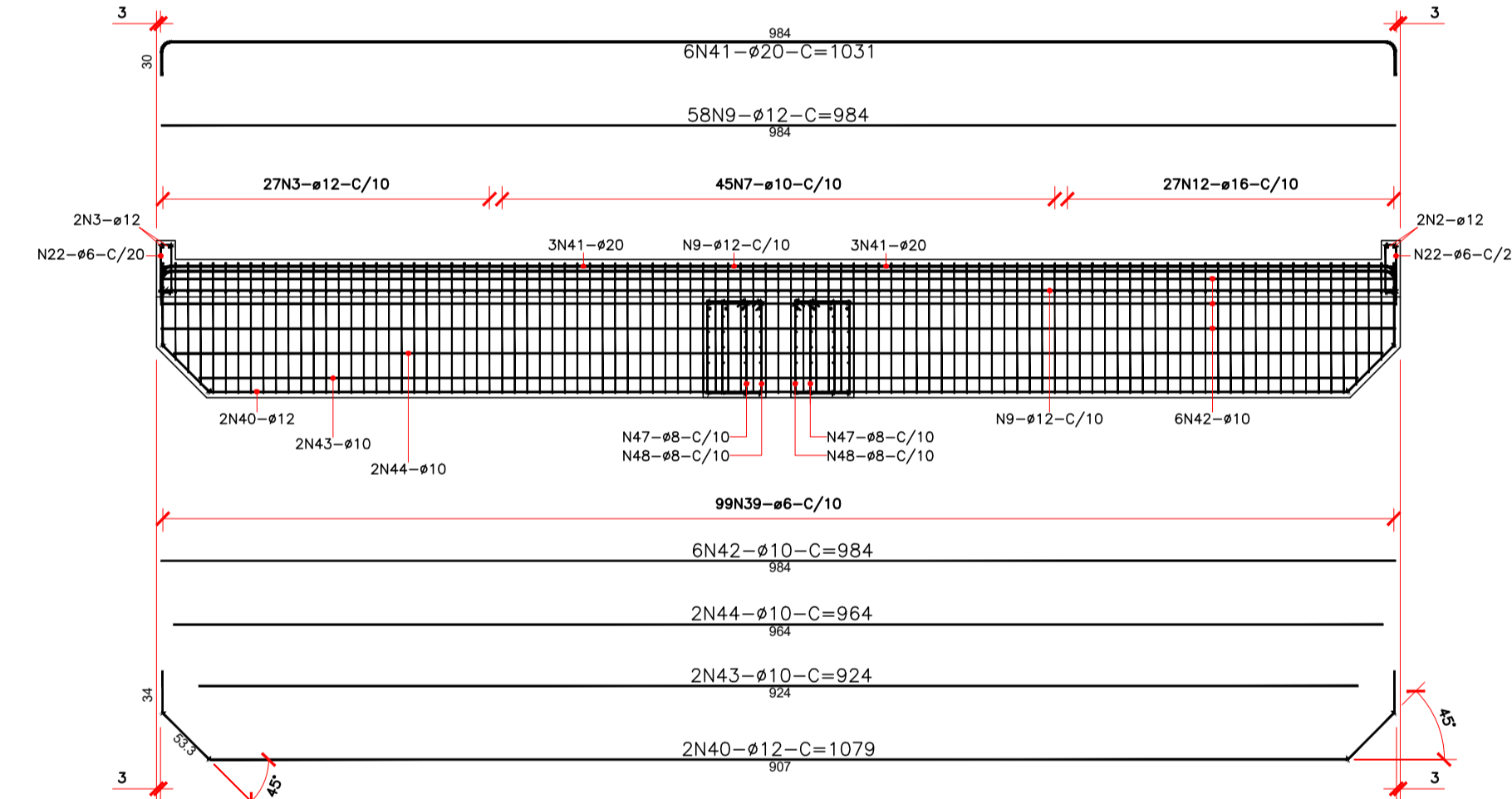
TABELA DE CORTE - RAMPA MARGEM DIREITA

N	QUANT	Ø	C. UNIT	C. TOTAL
1	31	12	1037	32147
2	56	12	1200	67200
3	62	12	1200	74400
4	27	12	144	3888
5	31	12	818	25358
6	23	12	250	5750
7	751	10	264	198264
8	56	10	624	34944
9	58	12	984	57072
10	27	12	225	6075
11	54	16	395	21330
12	27	16	336	9072
13	27	16	480	12960
14	27	16	395	10665
15	27	16	479	12933
16	27	16	337	9099
17	23	16	331	7613
18	81	8	651	52731
19	54	8	794	42876
20	27	8	494	13338
21	261	10	264	68904
22	620	6	102	63240
23	111	6	102	11322
24	81	6	VAR.	16119
25	6	12	308	1848
26	15	12	307	4605
27	6	10	252	1512
28	2	10	351	702
29	45	6	162	7290
30	5	20	356	1780
31	26	6	222	5772
32	4	25	657	2628
33	5	10	478	2390
34	6	10	450	2700
35	3	10	286	858
36	26	16	459	11934
37	3	12	292	876
38	40	10	254	10160
39	99	6	VAR.	26136
40	2	12	1079	2158
41	6	20	1031	6186
42	6	10	984	5904
43	2	10	924	1848
44	2	10	964	1928
45	40	8	287	11480
46	40	8	239	9560
47	78	8	VAR.	15210
48	78	8	VAR.	18954
49	8	25	441	3528
50	14	12	482	6748
51	40	10	344	13760
52	8	25	404	3232
53	24	25	380	9120
54	48	12	287	13776
55	10	25	323	3230
56	74	6	189	13986
57	148	6	59	8732
58	8	16	338	2704
59	8	16	484	3872
60	8	16	194	1552

RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE E-E
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE F-F
ESC.: 1/50



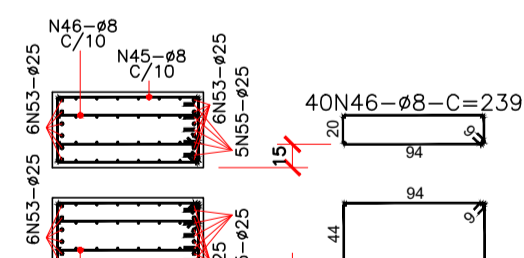
RESUMO DO AÇO - RAMPA MARGEM DIREITA

DIAM	COMP	PESO
10	343874	2166
12	301901	3019
16	103734	1660
20	7966	199
25	21738	870
6	152597	381
8	164149	657
TOTAL		8952

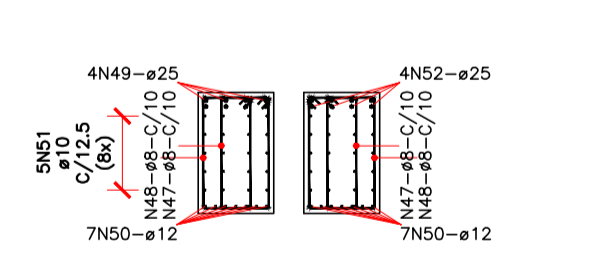
QUANTIDADES - RAMPA MARGEM DIREITA

CONCRETO C-30	72.62 m ³
ACO CA 50A	8952 kg
FORMAS	285.60 m ²

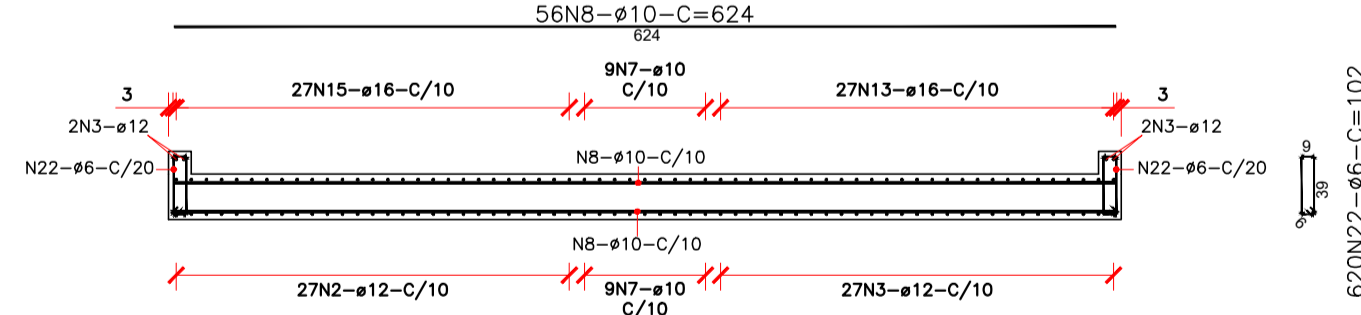
RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE K-K
ESC.: 1/50



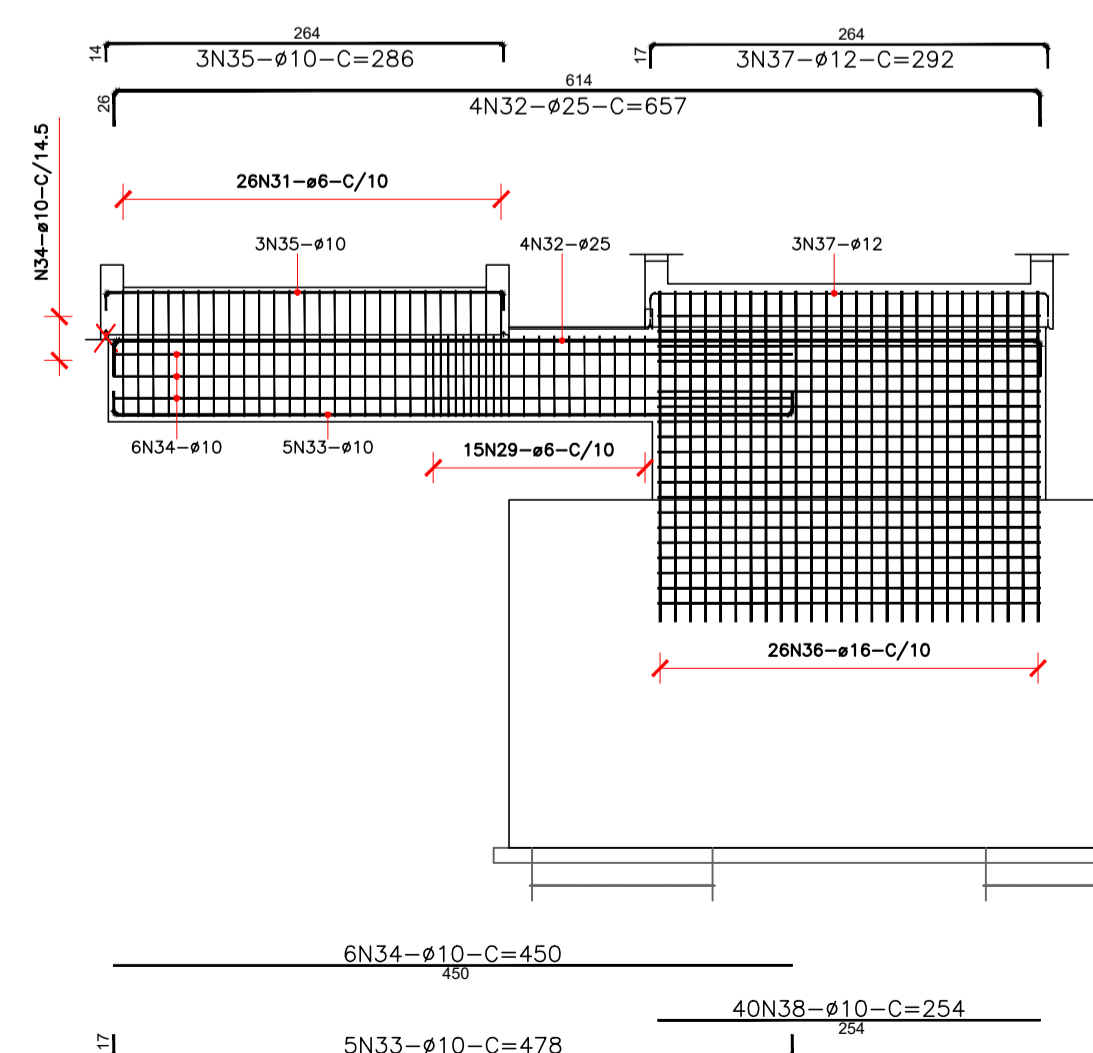
RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE J-J
ESC.: 1/50



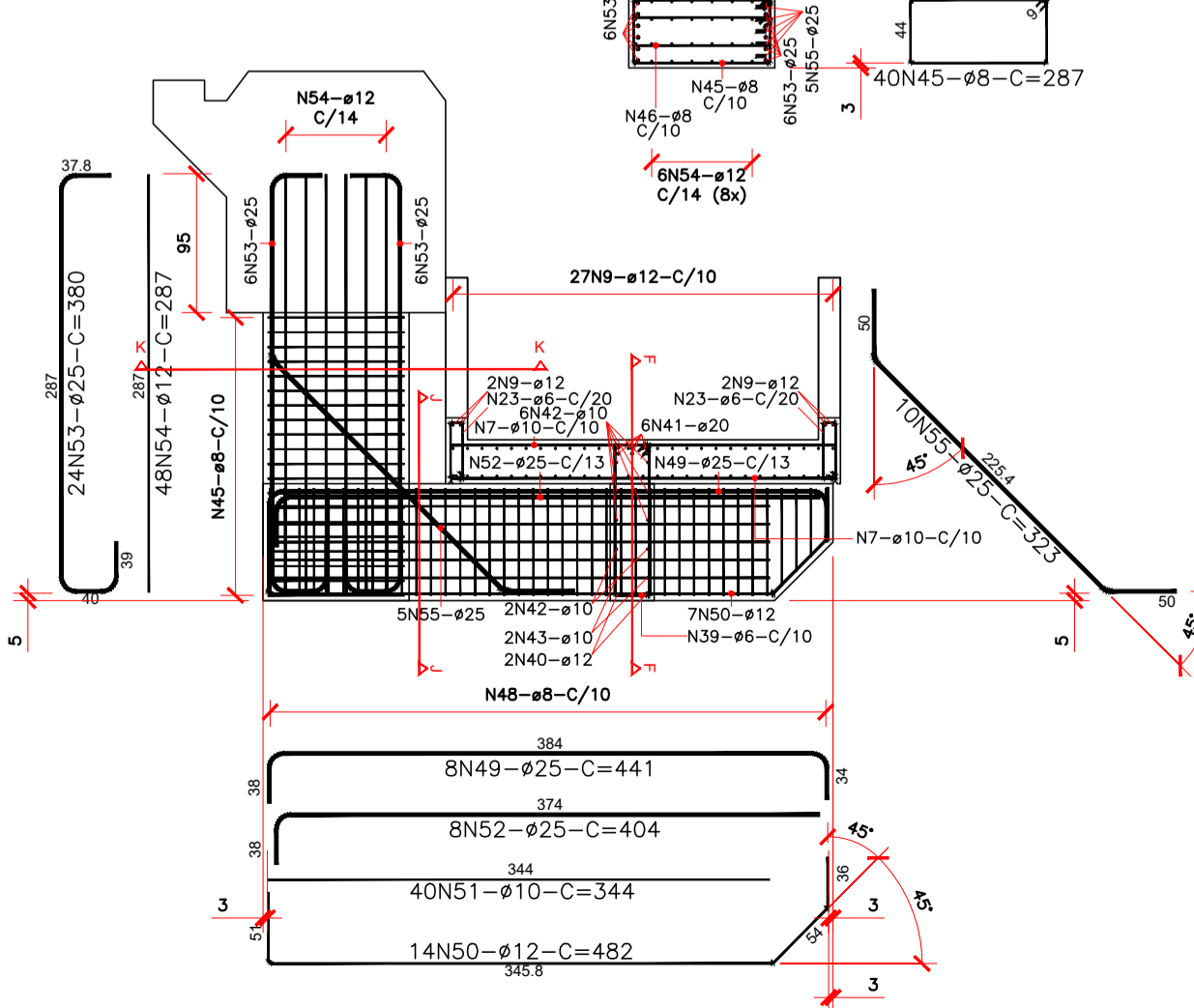
RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE D-D
ESC.: 1/50



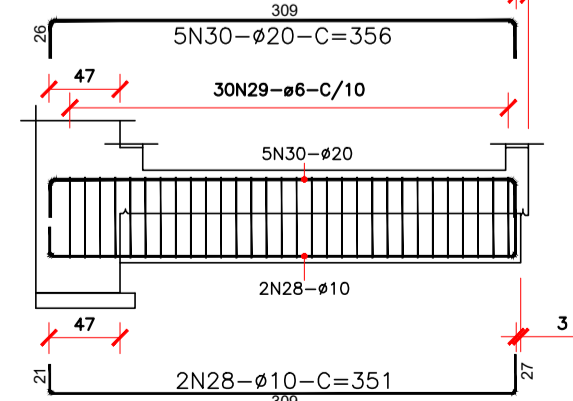
RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE H-H
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE I-I
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE G-G
ESC.: 1/50



Formato	Quant.	Compr. a [cm]	Compr. Barra Simple [cm]	Compr. Total [cm]
78N47-Ø8-C=195				
78N48-Ø8-C=243				
47.aa	70	74	199	13930
47.ab	2	67.6	186	372
47.ac	2	57.6	166	332
47.ad	2	47.6	146	292
47.ae	2	37.6	126	252
Comprimento Total = 151.780 m				
Comprimento Médio = 1.95 m				
48.aa	70	74	247	17290
48.ab	2	67.6	234	468
48.ac	2	57.6	214	428
48.ad	2	47.6	194	388
48.oe	2	37.6	174	348
Comprimento Total = 189.220 m				
Comprimento Médio = 2.43 m				

LUCAS AMADIO Digitally signed by
POLASTRE:3761
8935823

Document signed digitally
EDU JOSE FRANCO
Data: 15/10/2024 14:34:21-0300
Verifique em https://validar.la.gov.br

05				
04				
03				
02				
01				
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

TÍTULO: **RAMPA MARGEM DIREITA - PILARES E TRAVESSAS**

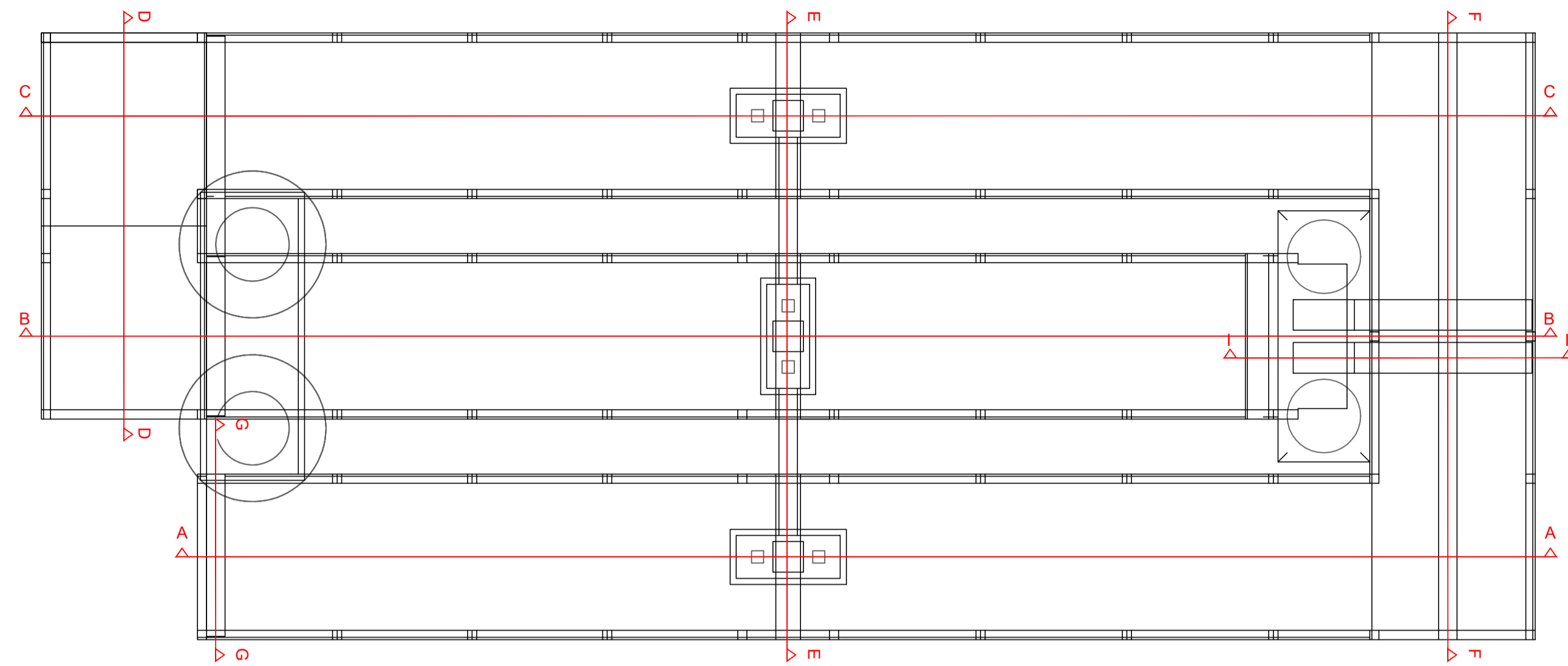
COORDENADOR: **EDU JOSÉ FRANCO** (CREA 25.802/DIPR) FOLHA Nº

RES.P. TÉCNICO: **EDU JOSÉ FRANCO** (CREA 25.802/DIPR) **08/14**

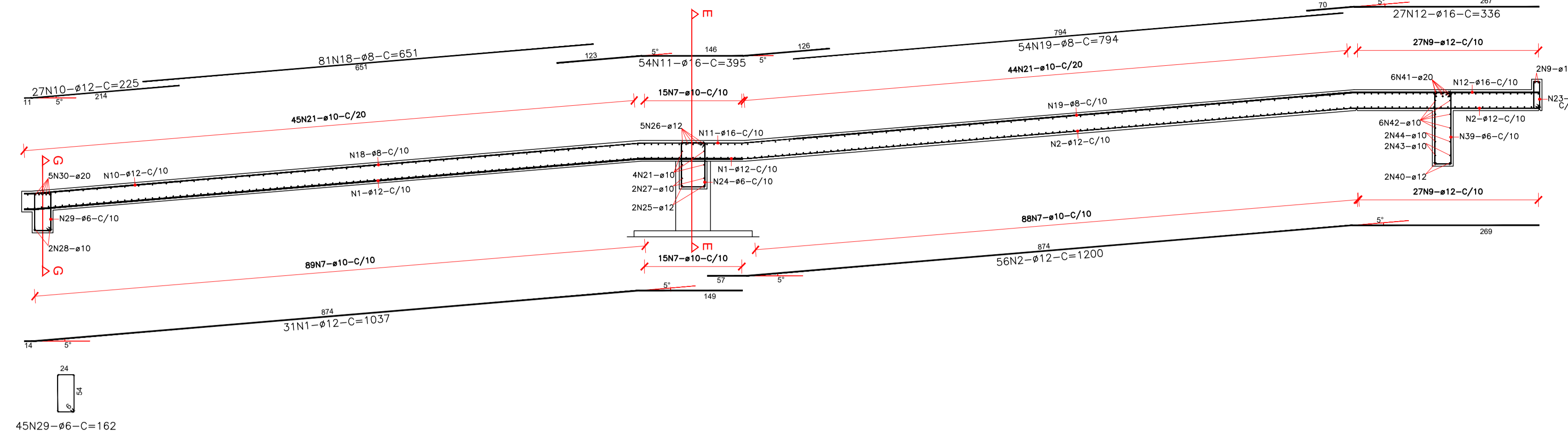
PROJETISTA: **JORDANA FURMAN** (CREA 164.690/DIPR) **ESTRU08**

ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRU08_000 ESCALA: INDICADA REVISÃO Nº: 00 DATA DE CRIAÇÃO: 15/10/2024

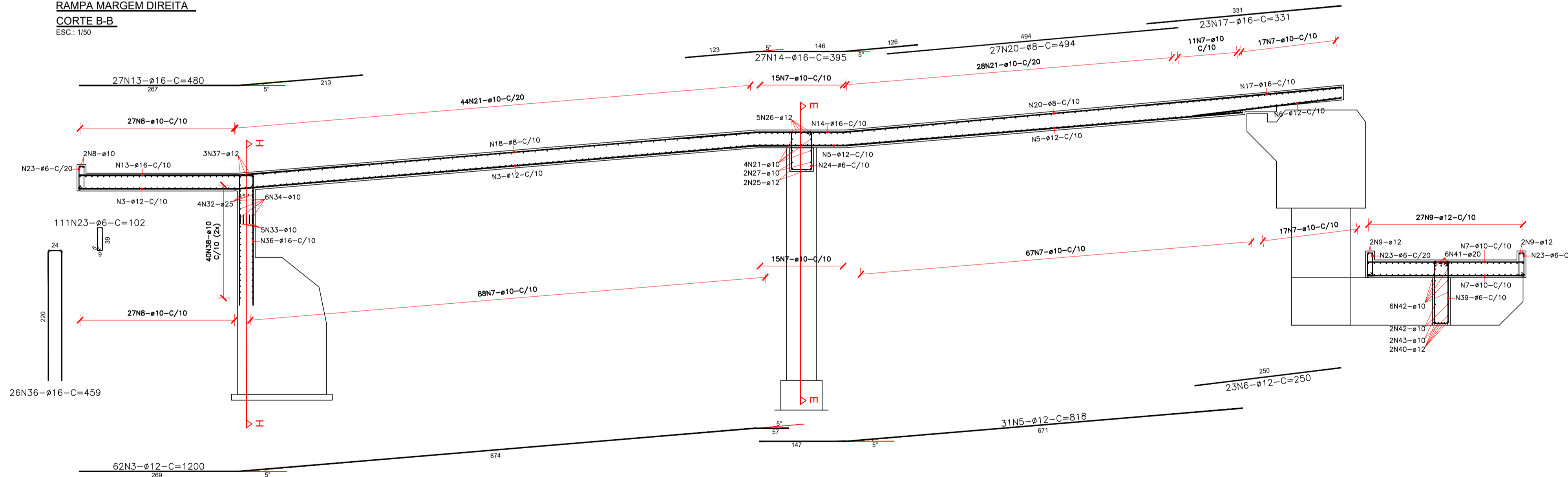
RAMPA MARGEM DIREITA
PLANTA GERAL
ESC.: 1/75



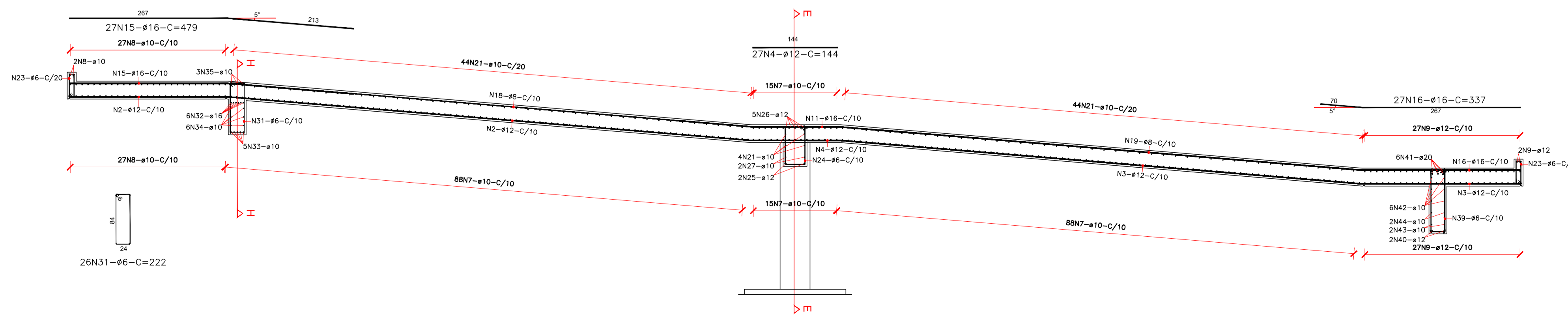
RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE A-A
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE B-B
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM DIREITA
CORTE C-C
ESC.: 1/50



Formato	Quant.	Comprim. a [cm]	Comprim. Barra Indiv. [cm]	Comprim. Total [cm]
24.1	6	47.6	169	1014
24.2	6	57.6	189	1134
24.3	69	63.9	202	13938
Comprimento Total = 160.860 m				
Comprimento Médio = 1.99 m				

Formato	Quant.	Comprim. a [cm]	Comprim. Barra Indiv. [cm]	Comprim. Total [cm]
39.1	2	67.6	194	388
39.2	2	77.6	214	428
39.3	2	87.6	234	468
39.4	2	97.6	254	508
39.5	91	104	267	24297
Comprimento Total = 260.890 m				
Comprimento Médio = 2.64 m				

05				
04				
03				
02				
01				
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

PROJETO ESTRUTURAL
RAMPA MARGEM DIREITA - LAJES

TÍTULO	PROJETO ESTRUTURAL RAMPA MARGEM DIREITA - LAJES			ELABORAÇÃO FUPEF
COORDENADOR	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	FOLHA Nº
RESP. TÉCNICO	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	09/14
PROJETISTA	JORDANA FURMAN	ENG. CIVIL	CREA 164.690 D/PR	ESTRUC
ARQUIVO DIGITAL	F-2302-11-1001-ESTRUC_09_000	ESCALA INDICADA	REVISÃO Nº 00	DATA DE CRIAÇÃO JANEIRO/2024

LUCAS AMADIO POLASTRE:3761893583
Date: 2024.10.17 11:37:14 -03'00'

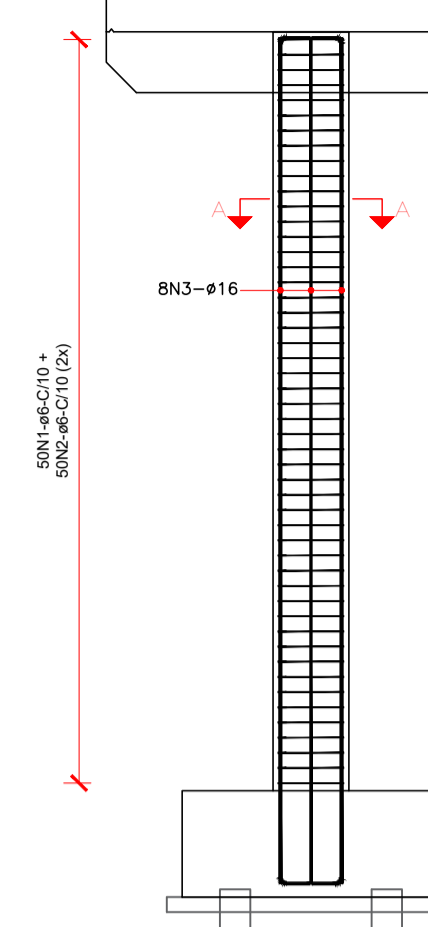
ICP Brasil
Documento assinado digitalmente por LUCAS AMADIO POLASTRE:3761893583
Data: 15/10/2024 14:14:21 -0300
Verifique em https://validar.ic.gov.br

F:\Projeto\11-1001-ESTRUC_09_000\11-1001-ESTRUC_09_000_000.dwg

RAMPA MARGEM ESQUERDA

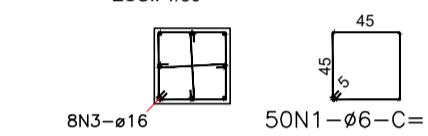
PILARES - P01

ESC.: 1/50



CORTE A-A

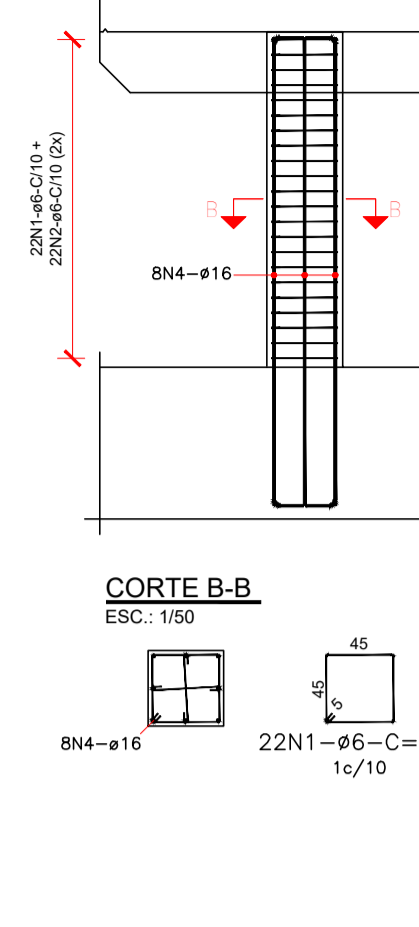
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM ESQUERDA

PILARES - P02

ESC.: 1/50



CORTE B-B

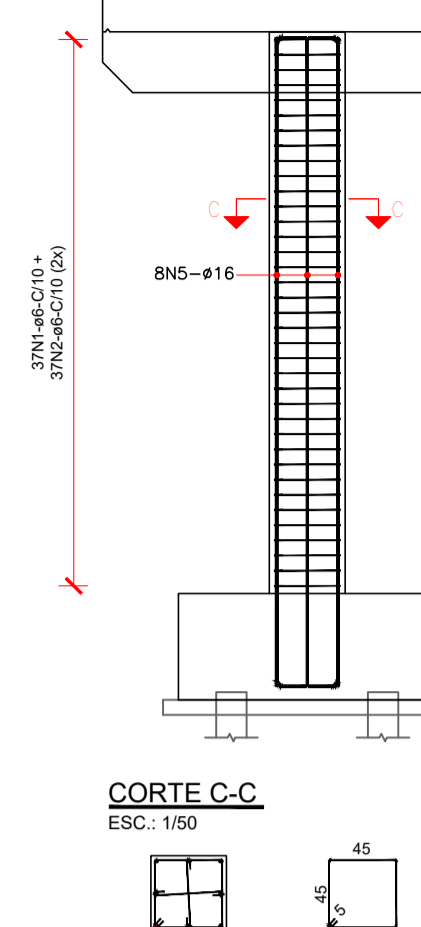
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM ESQUERDA

PILARES - P03

ESC.: 1/50



CORTE C-C

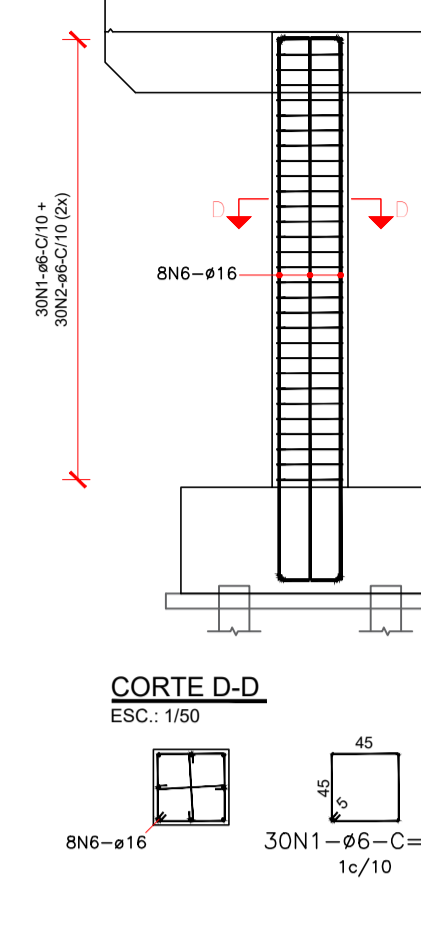
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM ESQUERDA

PILARES - P04

ESC.: 1/50



CORTE D-D

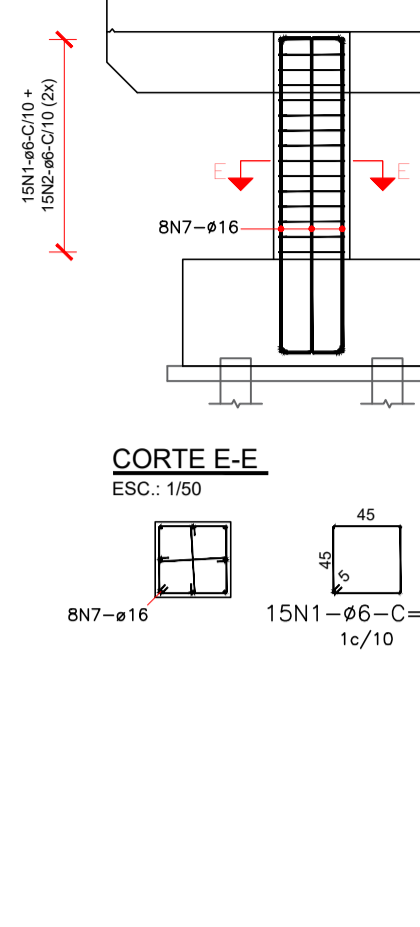
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM ESQUERDA

PILARES - P05

ESC.: 1/50



CORTE E-E

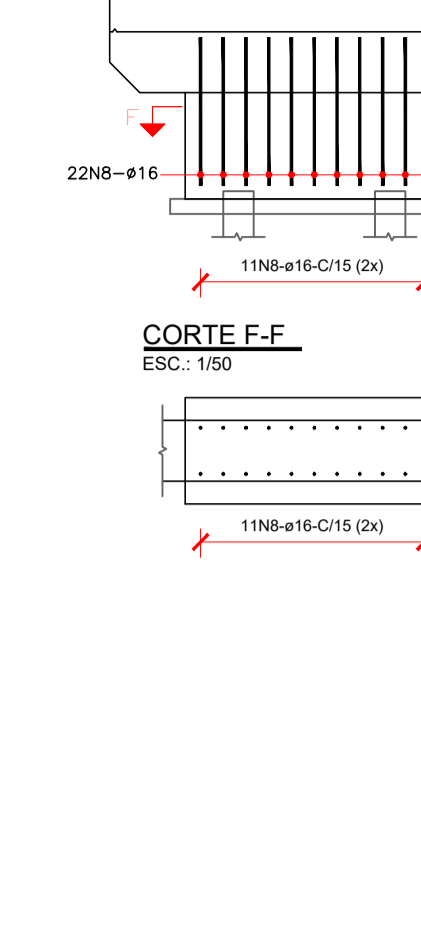
ESC.: 1/50



RAMPA MARGEM ESQUERDA

PILARES - P06

ESC.: 1/50



CORTE F-F

ESC.: 1/50



TABELA DE CORTE - PILARES - MARGEM ESQUERDA

N	QUANT	Ø	C. UNIT	C. TOTAL
1	154	6	189	29106
2	308	6	59	18172
3	8	16	594	4752
4	8	16	348	2784
5	8	16	464	3712
6	8	16	394	3152
7	20	16	244	4880
8	22	16	134	2948

RESUMO DO AÇO - PILARES - MARGEM ESQUERDA

DIAM	COMP	PESO
16	22228	356
6	47278	118
TOTAL :		474

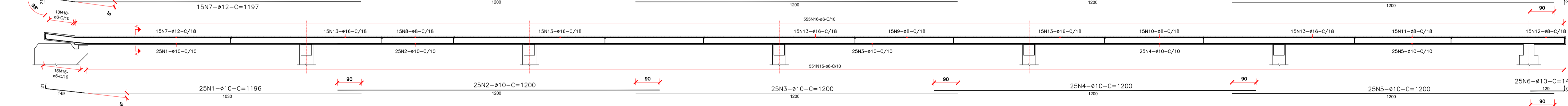
QUANTIDADES - PILARES - MARGEM ESQUERDA

CONCRETO C-30	3.85	m ³
ACO CA 50A	474	kg
FORMAS	30.82	m ²

RAMPA MARGEM ESQUERDA

TABULEIRO

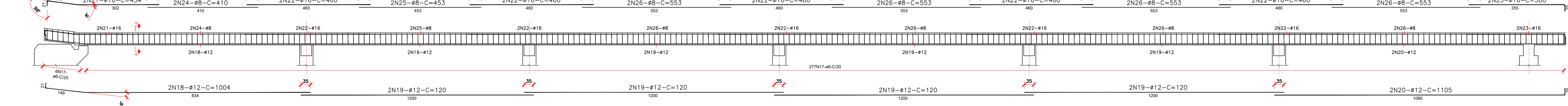
ESC.: 1/75



RAMPA MARGEM ESQUERDA

VIGA LATERAL

ESC.: 1/75



RAMPA MARGEM ESQUERDA

CORTE A-A

ESC.: 1/50

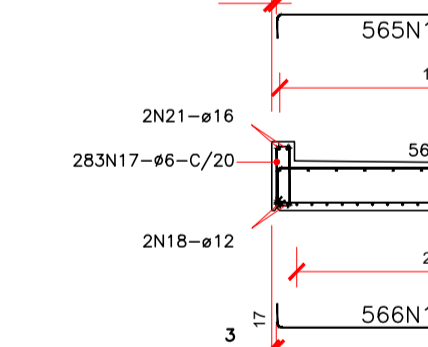


TABELA DE CORTE - RAMPA MARGEM ESQUERDA

N	QUANT	Ø	C. UNIT	C. TOTAL
1	25	10	1196	29900
2	25	10	1200	30000
3	25	10	1200	30000
4	25	10	1200	30000
5	25	10	1200	30000
6	25	10	147	3675
7	15	12	1197	17955
8	15	8	1200	18000
9	15	8	1200	18000
10	15	8	1200	18000
11	15	8	1200	18000
12	15	8	148	2220
13	75	16	600	45000
14	15	16	420	6300
15	566	6	304	172064
16	565	6	292	164980
17	566	6	110	62260
18	4	12	1004	4016
19	16	12	120	1920
20	4	12	1105	4420
21	4	16	434	1736
22	20	16	460	9200
23	4	16	380	1520
24	4	8	410	1640
25	4	8	453	1812
26	16	8	553	8848

RESUMO DO AÇO - RAMPA MARGEM ESQUERDA

DIAM	COMP	PESO
10	153575	968
12	28311	283
16	63756	1020
6	399304	998
8	86520	346
TOTAL :		3615

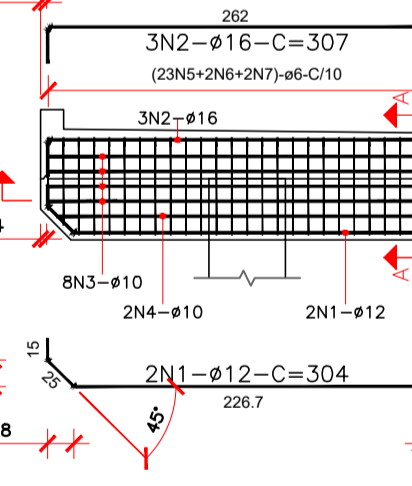
QUANTIDADES - RAMPA MARGEM ESQUERDA

CONCRETO C-30	48.9	m ³
ACO CA 50A	3615	kg
FORMAS	226.4	m ²

RAMPA MARGEM ESQUERDA

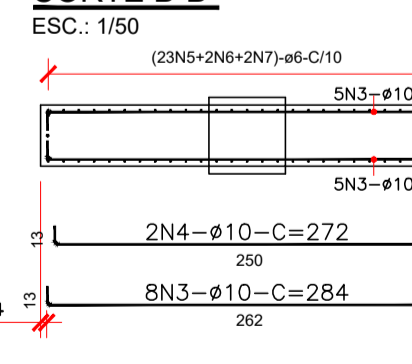
VIGA TRAVESSA (6x)

ESC.: 1/50



VIGA TRAVESSA (6x)

ESC.: 1/50



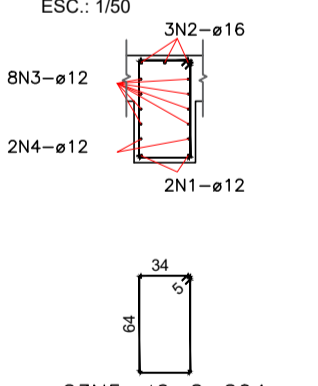
CORTE B-B

ESC.: 1/50



VIGA TRAVESSA (6x)

ESC.: 1/50



CORTE A-A

ESC.: 1/50

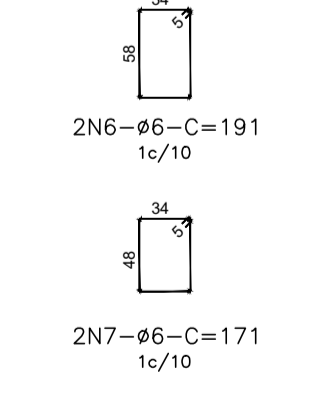


TABELA DE CORTE - VIGA TRAVESSA (1x)

N	QUANT	Ø	C. UNIT	C. TOTAL
1	2	12	304	608
2	3	16	307	921
3	8	10	284	2272
4	2	10	272	544
5	23	6	204	4692
6	2	6	191	382
7	2	6	171	342

RESUMO DO AÇO - VIGA TRAVESSA (1x)

DIAM	COMP	PESO
10	2816	18
12	608	6
16	921	15
6	5416	14
TOTAL :		52

QUANTIDADES - VIGA TRAVESSA (1x)

CONCRETO C-30	0.43	m ³
ACO CA 50A	52	kg
FORMAS	2.48	m ²

RESUMO DO AÇO - VIGA TRAVESSA (6x)

DIAM	COMP	PESO
10	16896	106
12	3648	36
16	5526	88
6	32496	81
TOTAL :		313

QUANTIDADES - VIGA TRAVESSA (6x)

CONCRETO C-30	2.59	m ³
ACO CA 50A	313	kg
FORMAS	14.88	m ²

NOTAS

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- ESTRUTURA DE CONCRETO DIMENSIONADA CONFORME NBR 6118/2014.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, CONFORME NBR 6118/2014.
- CONCRETO:
 - F_{ck} ≥ 30MPa - BLOCO/TUBULÃO, PILARES, MASTROS, VIGAS, TRAVESSAS, LAJE DO TABULEIRO.
 - F_{ck} ≥ 15MPa - LASTRO.
- ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM F_{ck} ≥ 30MPa:
 - CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 344 kg/m³
 - RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO ≤ 0.61 l/kg
- ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM F_{ck} ≥ 15MPa:
 - CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 246 kg/m³
 - RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO ≤ 0.70 l/kg
- PARA CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS É DE 3.00cm PARA LAJES, VIGAS E PILARES E 4.00cm PARA BLOCOS E FUNDAÇÕES.
- O COBRIMENTO MÍNIMO DAS BARRAS DEVERÁ SER GARANTIDO PELO USO ADEQUADO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS DE CONCRETO.
- MATERIAIS:
 - CONCRETO ESTRUTURAL: C30
 - MADEIRA: CLASSE D60 - FOLHAS
 - AÇO CA-50
 - CABO DE AÇO GALVANIZADO CLASSE 6X19 - ALMA DE FIBRA (AF) - EIPS (CLASSE DE RESISTÊNCIA 1960 N/mm²)
 - AÇO ESTRUTURAL A-588 345 MPa
- UTILIZAR CONTRAFLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAS, CONFORME INDICADO.

05	04	03	02	01
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

PASSARELA PÊNSEL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL
RAMPA MARGEM ESQUERDA

COORDENADOR: EDU JOSÉ FRANCO (ENG. CIVIL) CREA 25.802/DIPR
FOLHA Nº: 10/14

RES.P. TÉCNICO: EDU JOSÉ FRANCO (ENG. CIVIL) CREA 25.802/DIPR
PROJETISTA: JORDANA FURMAN (ENG. CIVIL) CREA 164.690/DIPR

ELABORAÇÃO: FUPF

ELABORADO POR: EDU JOSÉ FRANCO
Data: 15/10/2024 14:14:21-0300
Verifique em: https://vsidat.br.gov.br

LUCAS AMADIO POLASTRE:3761893 (POLASTRE:3761893/23) Data: 2024.10.17 11:36:24 -0300

ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRU10_R00 ESCALA: INDICADA REVISÃO Nº: 00 DATA DE CRIAÇÃO: JANEIRO/2024

FORMATO A1 (841x594mm)

TORRE EM CONCRETO ARMADO
ESC: 1/75

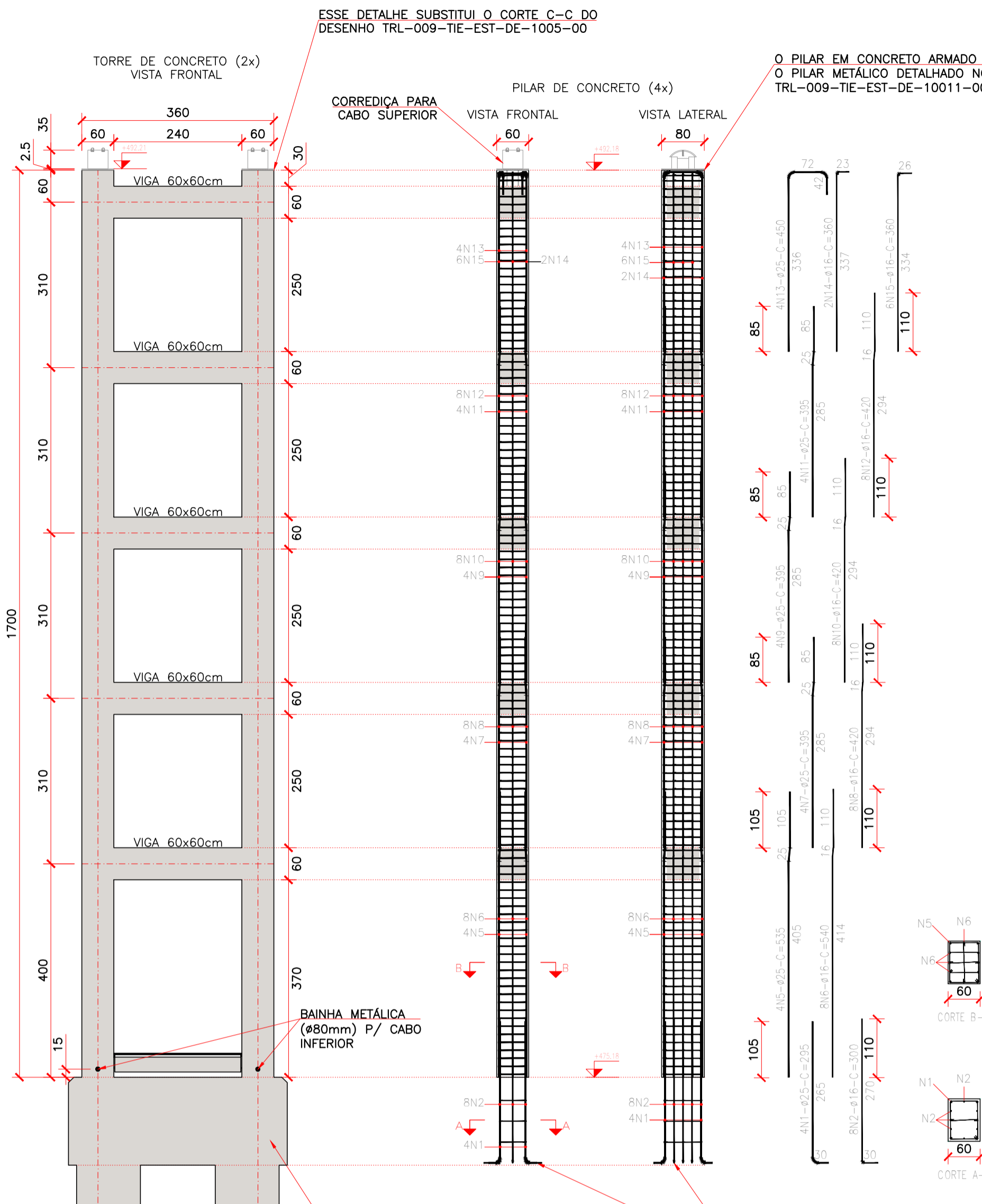


TABELA DE CORTE P/ 1 PILAR DE CONCRETO

N	QUANT	Ø	C. UNIT	C. TOTAL
1	4	25	295	1180
2	8	16	350	2400
3	3	6	255	765
4	3	6	66	198
5	4	25	535	2140
6	8	16	540	4320
7	4	25	395	1580
8	8	16	420	3360
9	4	25	395	1580
10	8	16	420	3360
11	4	25	395	1580
12	8	16	420	3360
13	4	25	450	1800
14	2	16	350	720
15	6	16	360	2160
16	115	6	270	31050
17	115	6	196	22540
18	115	6	69	7935
19	115	6	89	10235

RESUMO DO AÇO P/ 1 PILAR DE CONCRETO

DIAM	COMP	PESO
16	19680	315
25	9860	394
6	72723	182
TOTAL		891

QUANTIDADES P/ 1 PILAR DE CONCRETO

CONCRETO C-30	8,16 m ³
ACO CA 50A	891 kg
FORMAS	47,6 m ²

QUANTIDADES P/ 4 PILARES DE CONCRETO

CONCRETO C-30	32,64 m ³
ACO CA 50A	3564 kg
FORMAS	190,4 m ²
ESCORAMENTO	1240,2 m ³

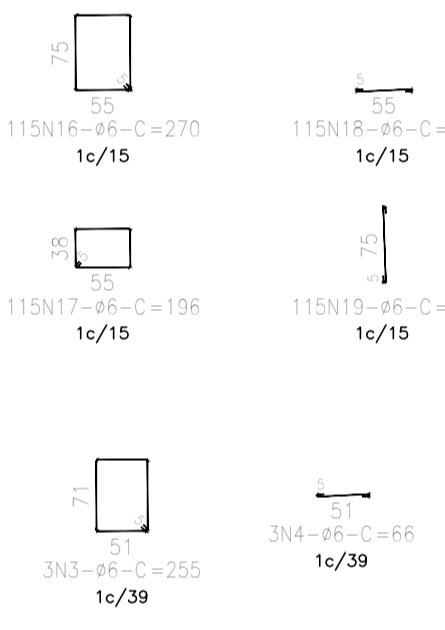


TABELA DE CORTE P/ 1 VIGA DE CONCRETO

N	QUANT	Ø	C. UNIT	C. TOTAL
1	5	12	405	2025
2	5	16	405	2025
3	24	6	230	5520
4	24	6	67	1608

RESUMO DO AÇO P/ 1 VIGA DE CONCRETO

DIAM	COMP	PESO
12	2025	20
16	2025	32
6	7128	18
TOTAL		70

QUANTIDADES P/ 1 VIGA DE CONCRETO

CONCRETO C-30	0,86 m ³
ACO CA 50A	70 kg
FORMAS	4,32 m ²

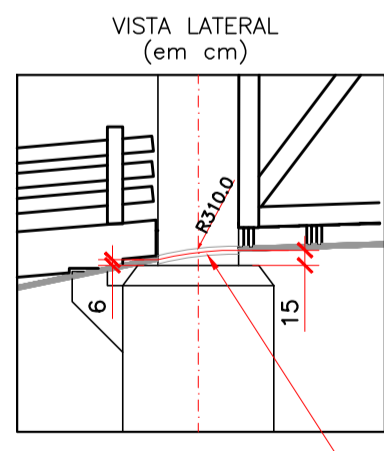
QUANTIDADES P/ 10 VIGAS DE CONCRETO

CONCRETO C-30	8,60 m ³
ACO CA 50A	700 kg
FORMAS	43,2 m ²

QUANTIDADES TOTAIS P/ 2 TORRES

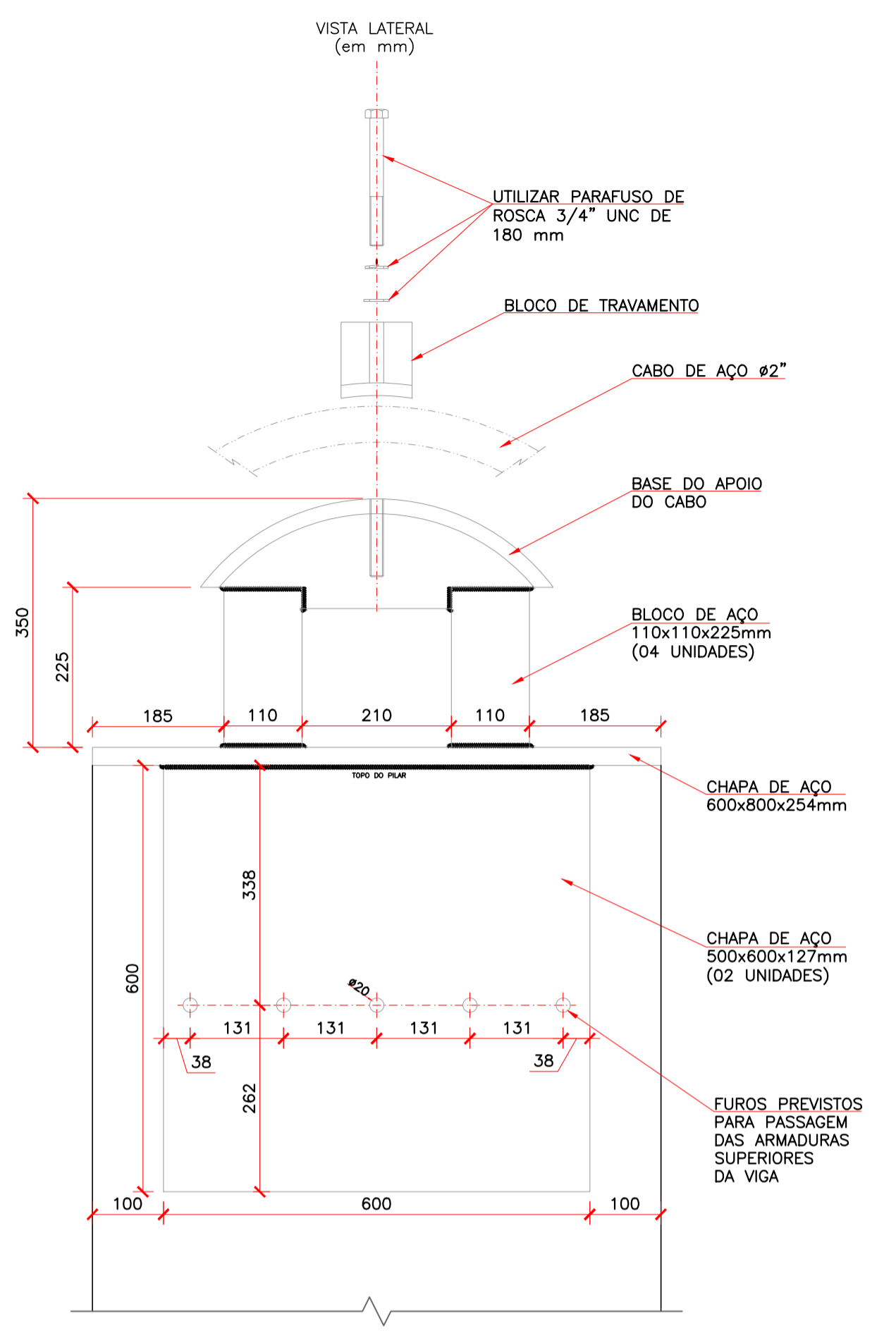
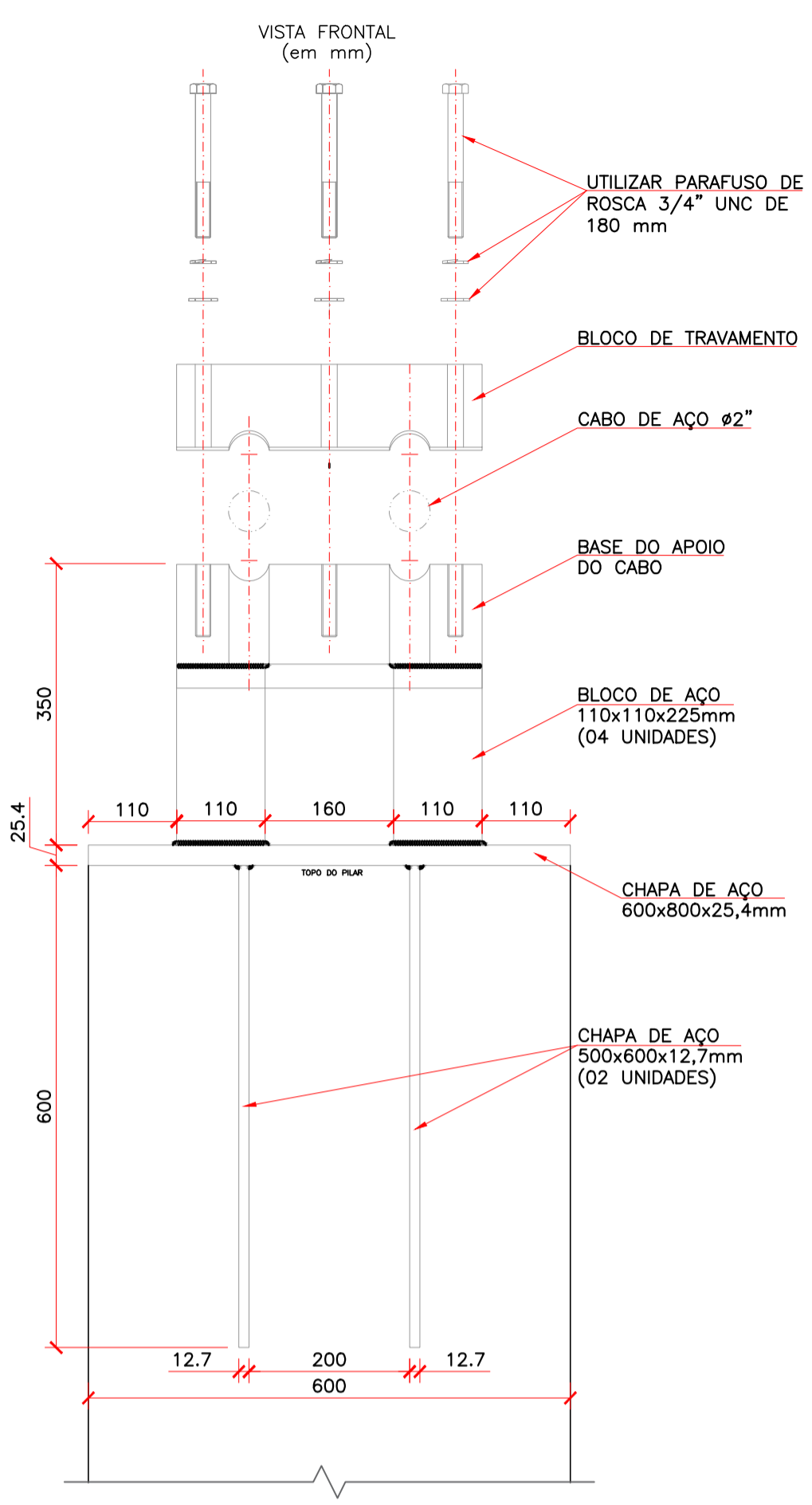
CONCRETO C-30	41,24 m ³
ACO CA 50A	4264 kg
FORMAS	233,6 m ²
ESCORAMENTO	1240,2 m ³
CORREDIÇA SUPERIOR	1366,8 kg
BAINHA METÁLICA Ø80mm	3,4 m

CORREDIÇA CABO INFERIOR
ESC: 1/75

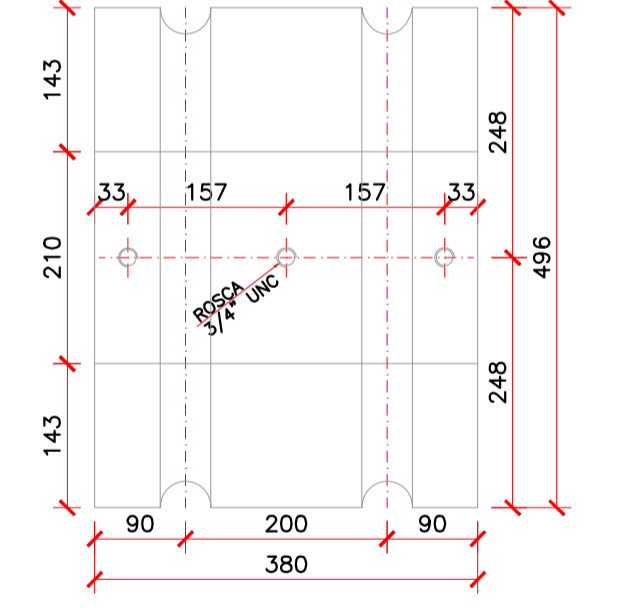
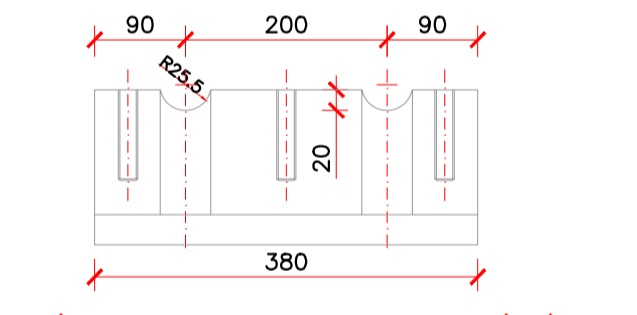


BAINHA METÁLICA Ø80mm L=85cm

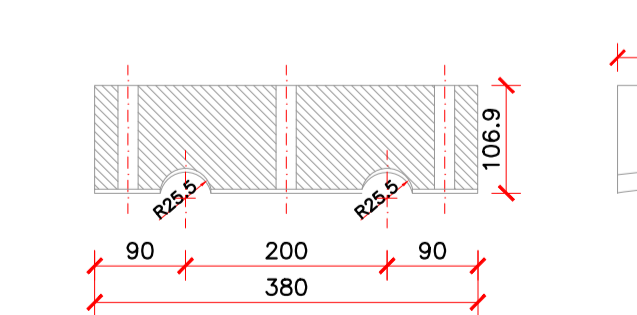
CORREDIÇA CABO SUPERIOR
ESC: 1/75



BASE DO APOIO DO CABO
(em mm)



BLOCO DE TRAVAMENTO
(em mm)



QUANTIDADES P/ 1 CORREDIÇA SUPERIOR

ITEM	QUANT.
BASE DO APOIO DO CABO	1 UN.
BLOCO DE TRAVAMENTO	1 UN.
BLOCO DE AÇO (110x110x225mm)	4 UN.
CHAPA DE AÇO (800x600x25,4mm)	1 UN.
CHAPA DE AÇO (800x600x12,7mm)	2 UN.
PARAFUSO DE ROSCA 3/4" UNC DE 180 mm	3 UN.
PESO TOTAL DAS PEÇAS	341,7 kg

NOTAS

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- ESTRUTURA DE CONCRETO DIMENSIONADA CONFORME NBR 6118/2014.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, CONFORME NBR 6118/2014.
- CONCRETO:
- F_{ck}=30MPa - BLOCO/TUBULÃO, PILARES, MASTROS, VIGAS, TRAVESSAS, LAJE DO TABULEIRO.
- F_{ck}=15MPa - LASTRO.
- ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM F_{ck}≥30MPa:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 344 kg/m³
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO ≤ 0,61 l/kg
- ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM F_{ck}≥15MPa:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 246 kg/m³
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO ≤ 0,79 l/kg
- PARA CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS É DE 3,00cm PARA LAJES, VIGAS E PILARES E 4,00cm PARA BLOCOS E FUNDAÇÕES.
- O COBRIMENTO MÍNIMO DAS BARRAS DEVERÁ SER GARANTIDO PELO USO ADEQUADO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS DE CONCRETO.
- MATERIAIS:
- CONCRETO ESTRUTURAL: C30
- MADEIRA: CLASSE D60 - FOLHOSAS
- AÇO CA-50
- CABO DE AÇO GALVANIZADO CLASSE 6X19 - ALMA DE FIBRA (AF) - EIPS (CLASSE DE RESISTÊNCIA 1960 N/mm²)
- AÇO ESTRUTURAL A-588 345 MPa
- UTILIZAR CONTRA-FLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAS, CONFORME INDICADO.

05				
04				
03				
02				
01				
00	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

PASSARELA PÊNSEL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

PROJETO ESTRUTURAL
TORRE EM CONCRETO ARMADO E CORREDIÇAS

COORDENADOR: EDU JOSÉ FRANCO
RES.P. TÉCNICO: EDU JOSÉ FRANCO
PROJETISTA: JORDANA FURMAN

ELABORAÇÃO: FUPF
FOLHA Nº: 11/14
ESTRUI1

LUCAS AMADIO
POLASTRE:3761
8935823

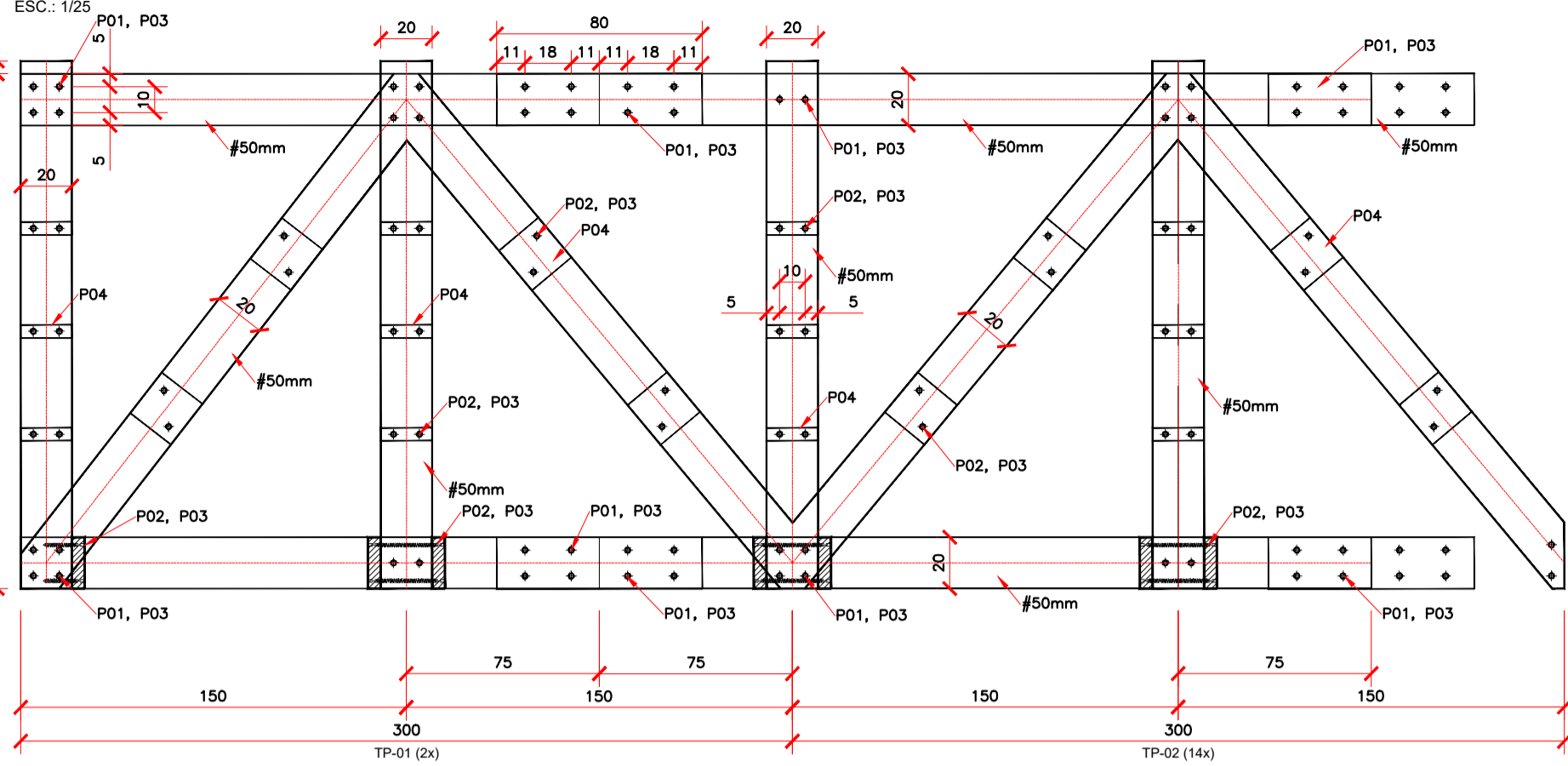
Digitally signed by LUCAS AMADIO
POLASTRE:37618935823
Date: 2024.10.17 11:35:43 -03'00'

ICP Brasil
Documento assinado digitalmente
EDU JOSÉ FRANCO
Data: 15/01/2024 14:14:21 -0300
Verifique em https://validar.br.gov.br

ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRUI11_000
ESCALA INDICADA
REVISÃO Nº: 00
DATA DE CRIAÇÃO: JANEIRO/2024
FORMATO A1 (841x594mm)

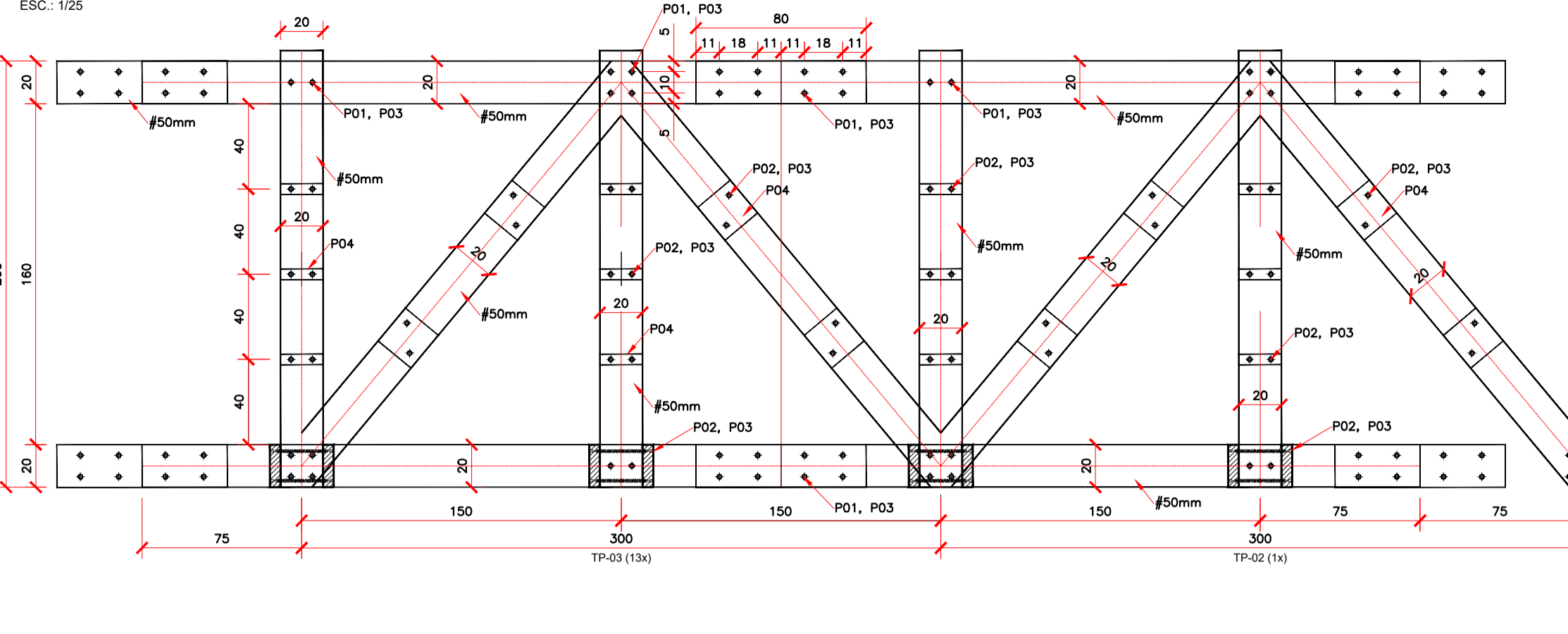
TRELIÇA MÓDULO 01

CORTE LONGITUDINAL



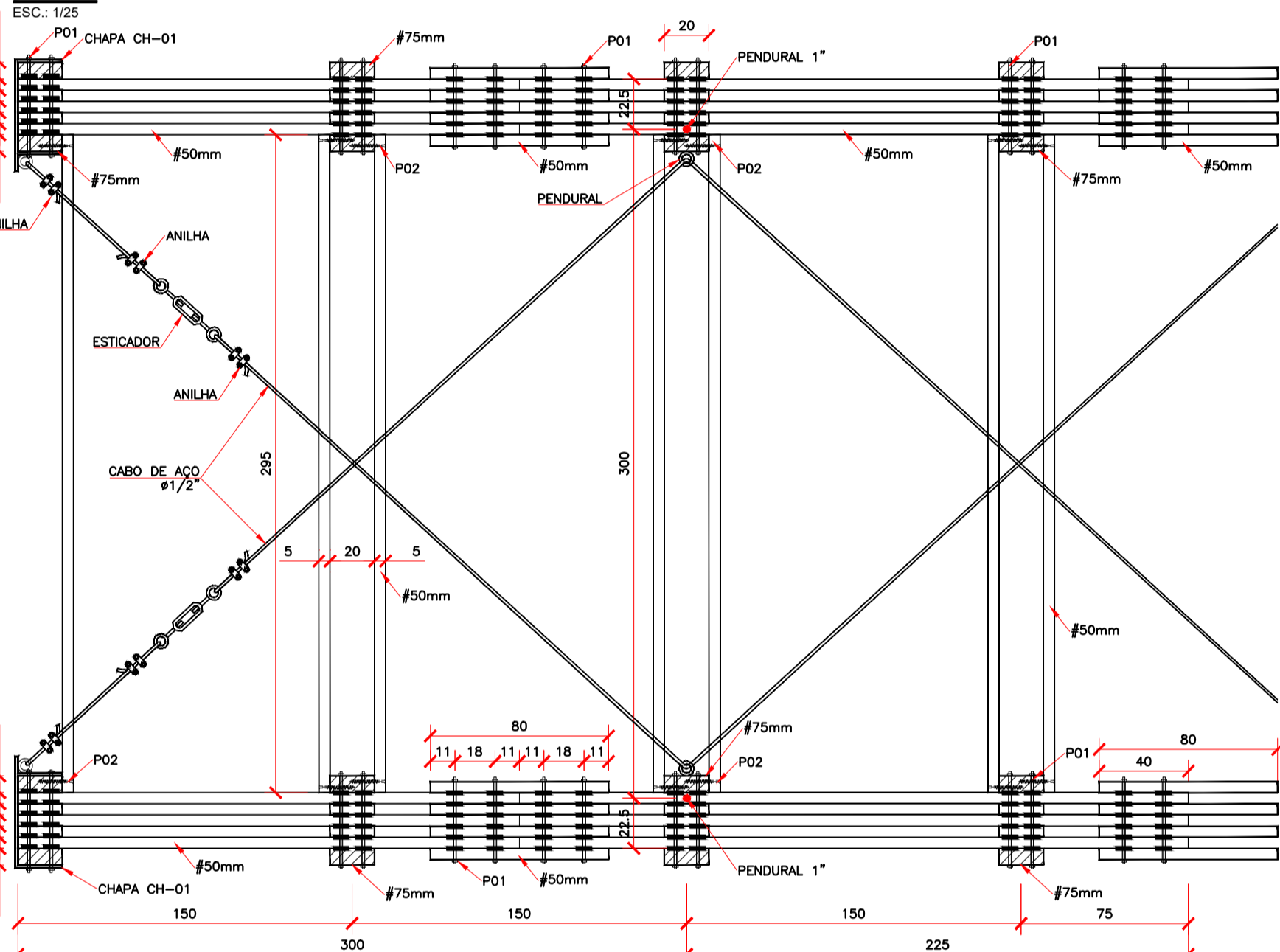
TRELIÇA MÓDULO 02

CORTE LONGITUDINAL



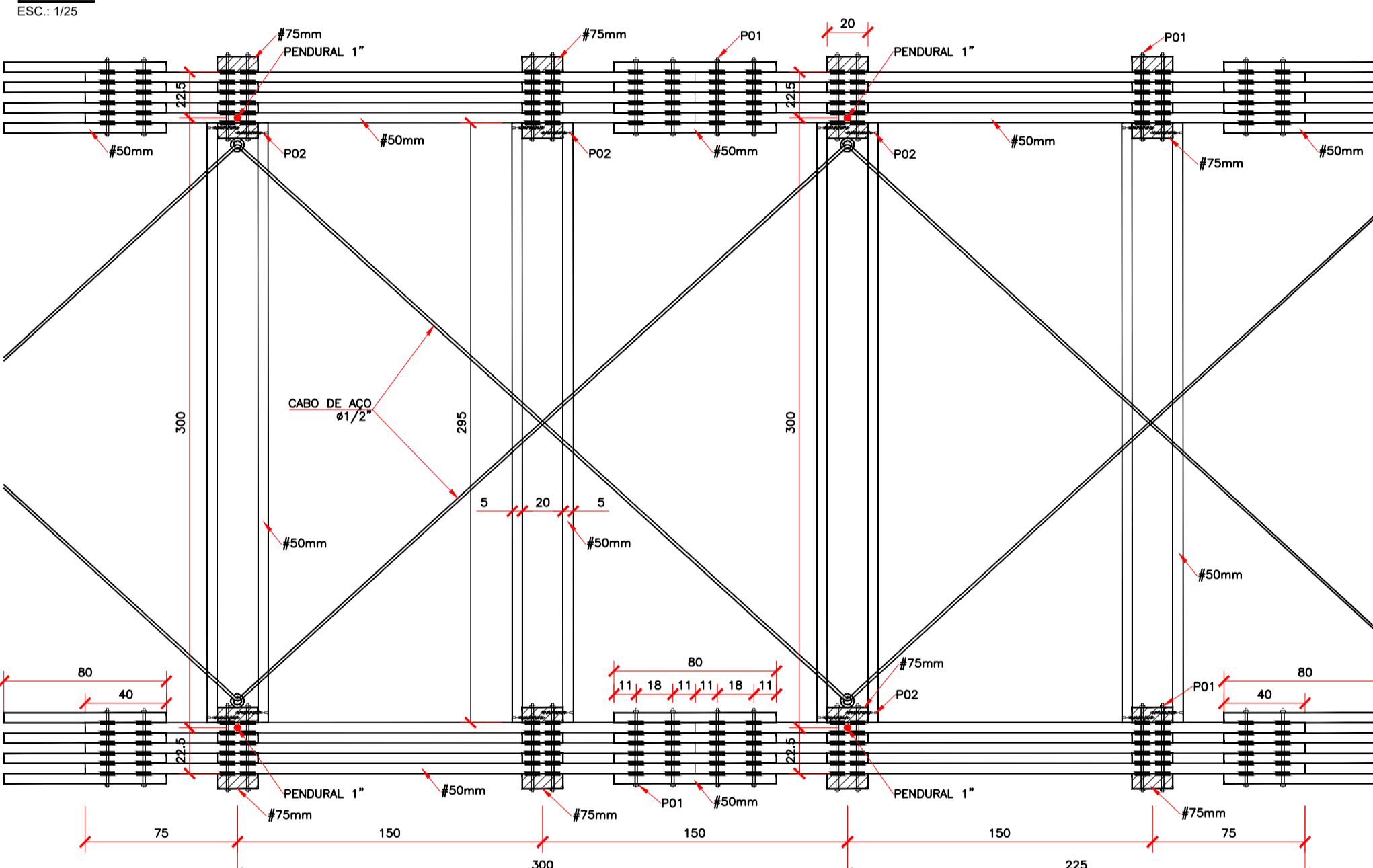
TRELIÇA MÓDULO 01

PLANTA



TRELIÇA MÓDULO 02

PLANTA



- POSICÕES:**
 P01 - BARRA ROSCADA 1/2" COM 6 ANÉIS DE 2 1/2"
 P02 - PARAFUSO AUTOTARRACHANTE 8x160mm
 P03 - PARAFUSO 3/4"
 P04 - CALÇO 50x200x350mm

- POSICÕES:**
 P01 - BARRA ROSCADA 1/2" COM 6 ANÉIS DE 2 1/2"
 P02 - PARAFUSO AUTOTARRACHANTE 8x160mm
 P03 - PARAFUSO 3/4"
 P04 - CALÇO 50x200x350mm

- NOTAS:**
 1. MADEIRA UTILIZADA: CLASSE D60 - FOLHOSAS;
 2. UTILIZAR TODA MADEIRA APARELHADA EM QUATRO FACES;
 3. UNIDADE DA MADEIRA INFERIOR À 20%;
 4. UTILIZAR MADEIRA TRATADA À VÁCUO-PRESSÃO COM CCA OU CCB BASE ÓXIDA E RETENÇÃO MÍNIMA DE 6,5 kg/m³ DE INGREDIENTE ATIVO;
 5. TODA FERRAGEM DEVERÁ SER GALVANIZADA A FOGO;
 6. O COMPRIMENTO DOS CABOS DE AÇO PARA ELABORAÇÃO DO SUPERLÇO DEVERÁ SER CONFERIDO IN LOCO;
 7. O COMPRIMENTO DOS PENDURAS PARA ELABORAÇÃO DA ROSCA DEVERÁ SER CONFERIDO IN LOCO;
 8. UTILIZAR CONTRA-FLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAS, CONFORME INDICADO.

CONEXÃO - PENDURAL SUPERIOR PARA 1xDN25mm (REPETE 58X)

Peça	Descrição	Dim	Quant	Peso Unit(kg)	Peso(kg)
1	Chapa de Fixação	325 100 12,7	1	3,24	3,24
1A	Extensão Inclinada	50,8 50,8 40,3	26	0,65	11,80
2	Grampo de Fixação com Porca	50,8	2	5,90	11,80
3	Pendural 1" (outra tabela)		1	1,15	1,15
4	Porca 1"		1	1,15	1,15
TOTAL DO CONJUNTO					16,84

CONEXÃO - PENDURAL INFERIOR PARA 1xDN25mm (REPETE 58X)

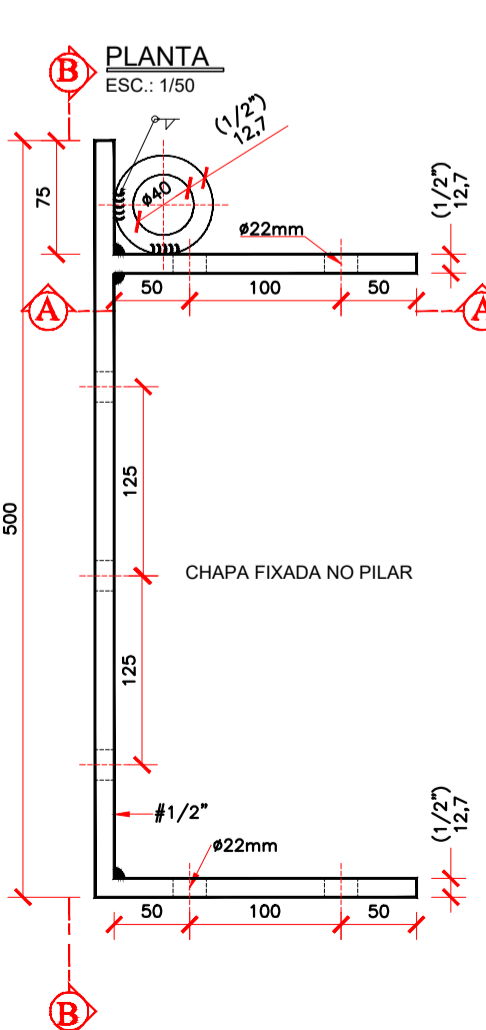
Peça	Descrição	Dim	Quant	Peso Unit(kg)	Peso(kg)
1	Chapa de Fixação	400 150 12,7	1	5,98	5,98
1A	Chapa de Fixação	200 150 12,7	1	2,99	2,99
1B	Chapa de Fixação	200 70 12,7	2	1,40	2,79
2	Grampo de Fixação com Porca	50,8	1	5,90	5,90
3	Pendural 1" (outra tabela)		1	1,15	1,15
4	Porca 1"		1	1,15	1,15
5	Porca Dihal 1/2"	12,7 54 30	1	0,18	0,18
7	Parafusos Autotarrachantes	75 4,8	6	0,01	0,06
TOTAL DO CONJUNTO					19,04

CONEXÃO - TIRANTE INFERIOR PARA 1xDN12mm (REPETE 4X)

Peça	Descrição	Dim	Quant	Peso Unit(kg)	Peso(kg)
1	Chapa de Fixação	500 200 12,7	1	9,97	9,97
1A	Chapa de Fixação	200 200 12,7	2	3,99	7,98
2	Tirante 1/2" (outra tabela)		1	0,18	0,18
3	Porca Dihal 1/2"	12,7 54 30	1	0,18	0,18
4	Chumbadores 5/8"	16 300	6	0,66	3,96
5	Porca 5/8"	16 300	6	0,034	0,204
6	Esticador 7/8" Manilha-Manilha	220 30	2	1,88	3,76
7	Anilhas 1/2"	15 54 23	18	0,12	2,07
8	Sapatilhas 1/2"	15 64 47	6	0,03	0,18
TOTAL DO CONJUNTO					28,30

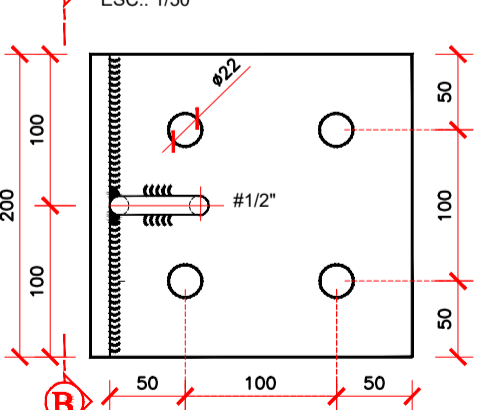
CHAPA CH-01

ESC.: 1/50 (mm)



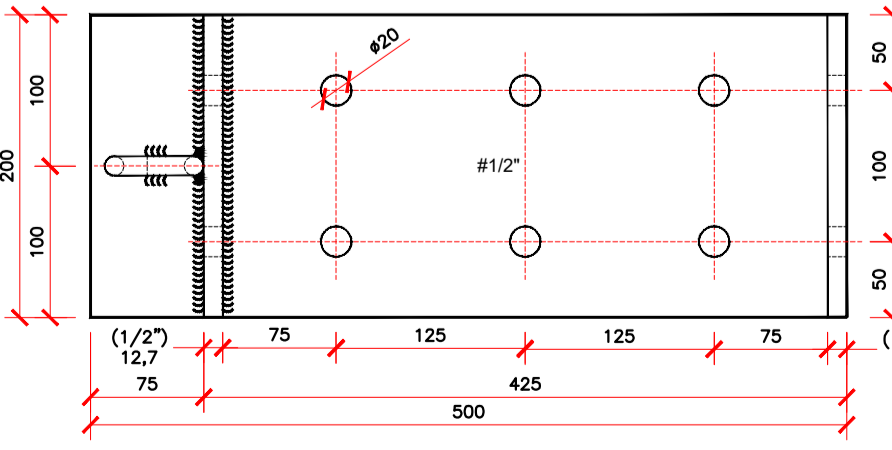
CORTE A-A

ESC.: 1/50



CORTE B-B

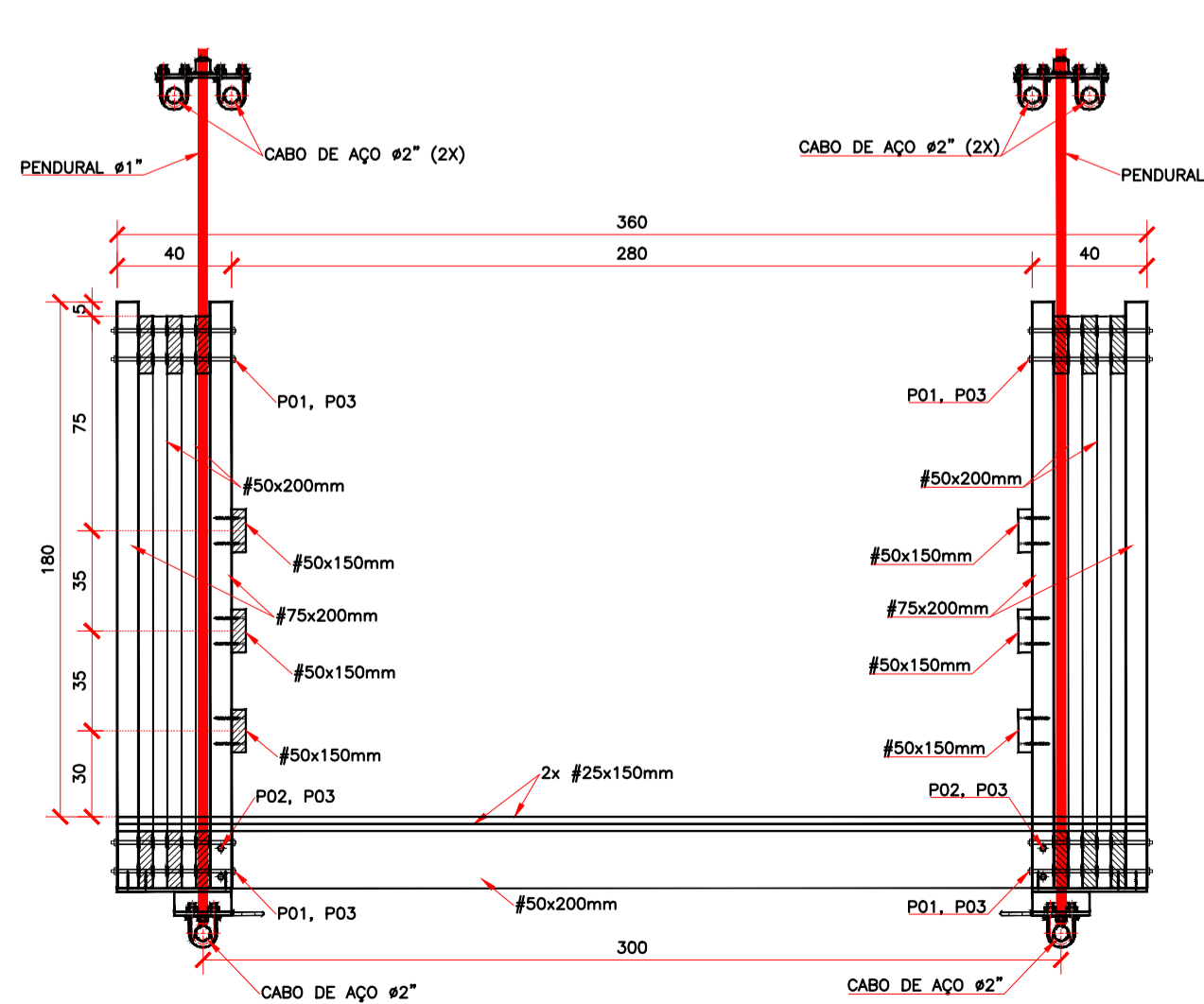
ESC.: 1/50



- NOTAS:**
 1. UTILIZAR CHAPAS DE 1/2" (12,7mm);
 2. UTILIZAR AÇO SAE 1020;
 3. PEÇA ZINCADA BRANCA;

CORTE TRELIÇA DE MADEIRA

ESC.: 1/25 (mm)

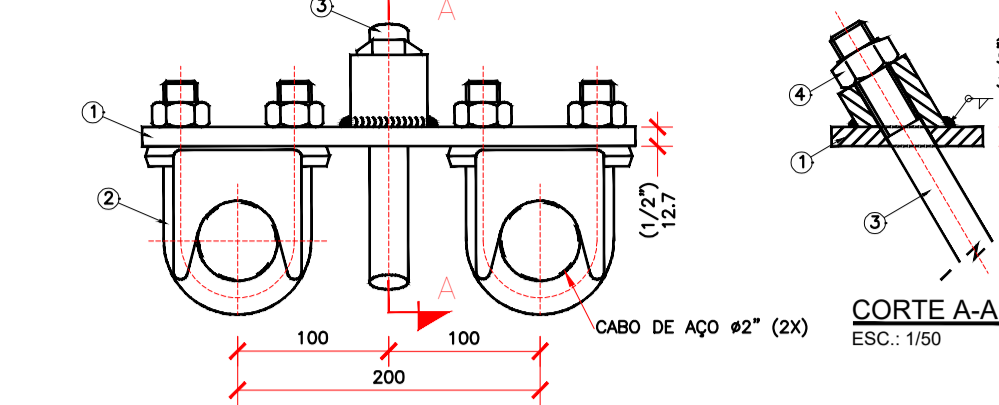


LUCAS AMADIO Digitally signed by LUCAS AMADIO
 POLASTRE:3761
 8935823

ICP Brasil
 Documento assinado digitalmente
 EDU JOSÉ FRANCO
 Data: 2024.10.17 11:34:37 -03'00'

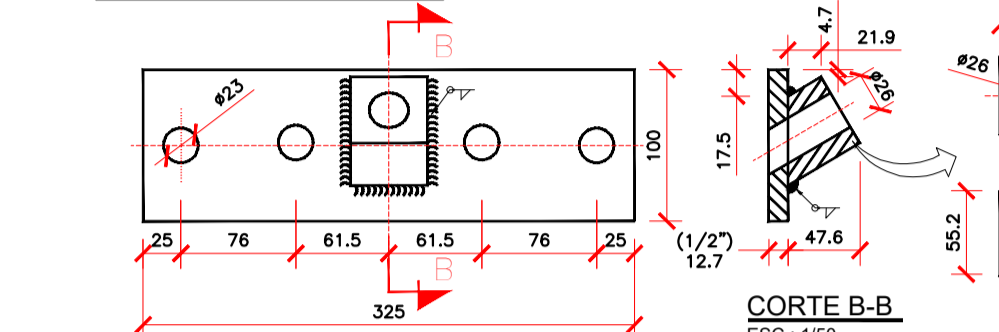
PENDURAL SUPERIOR

ESC.: 1/50 (mm)



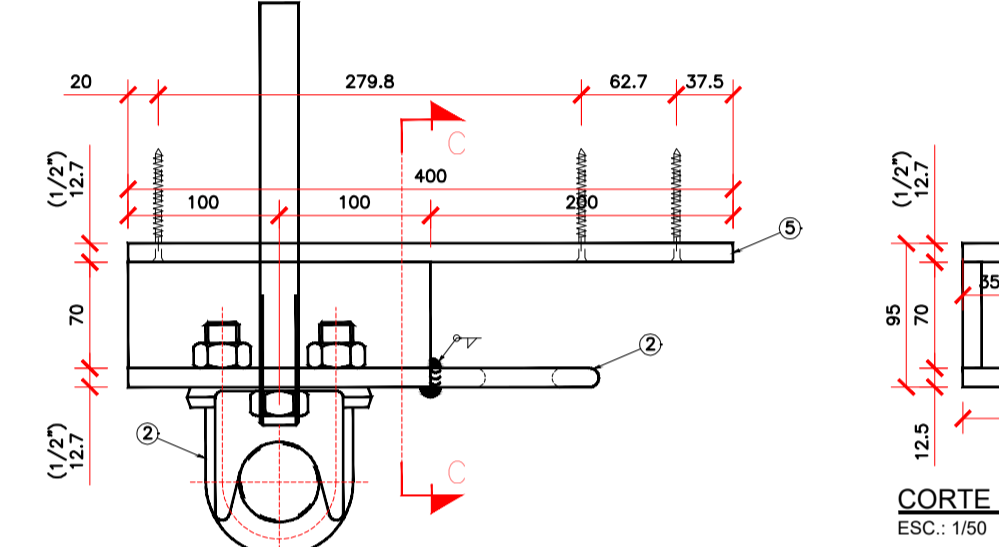
- NOTAS:**
 1. UTILIZAR AÇO SAE 1020;
 2. PEÇA ZINCADA BRANCA;
 01 - CHAPA DE FIXAÇÃO DO PENDURAL SUPERIOR
 02 - GRAMPO DE FIXAÇÃO DO PENDURAL
 03 - PENDURAL COM ROSCA 1" UNC
 04 - PORCA ROSCA 1" UNC
 05 - CHAPA DE FIXAÇÃO DO PENDURAL INFERIOR

DETALHAMENTO ITEM "1"



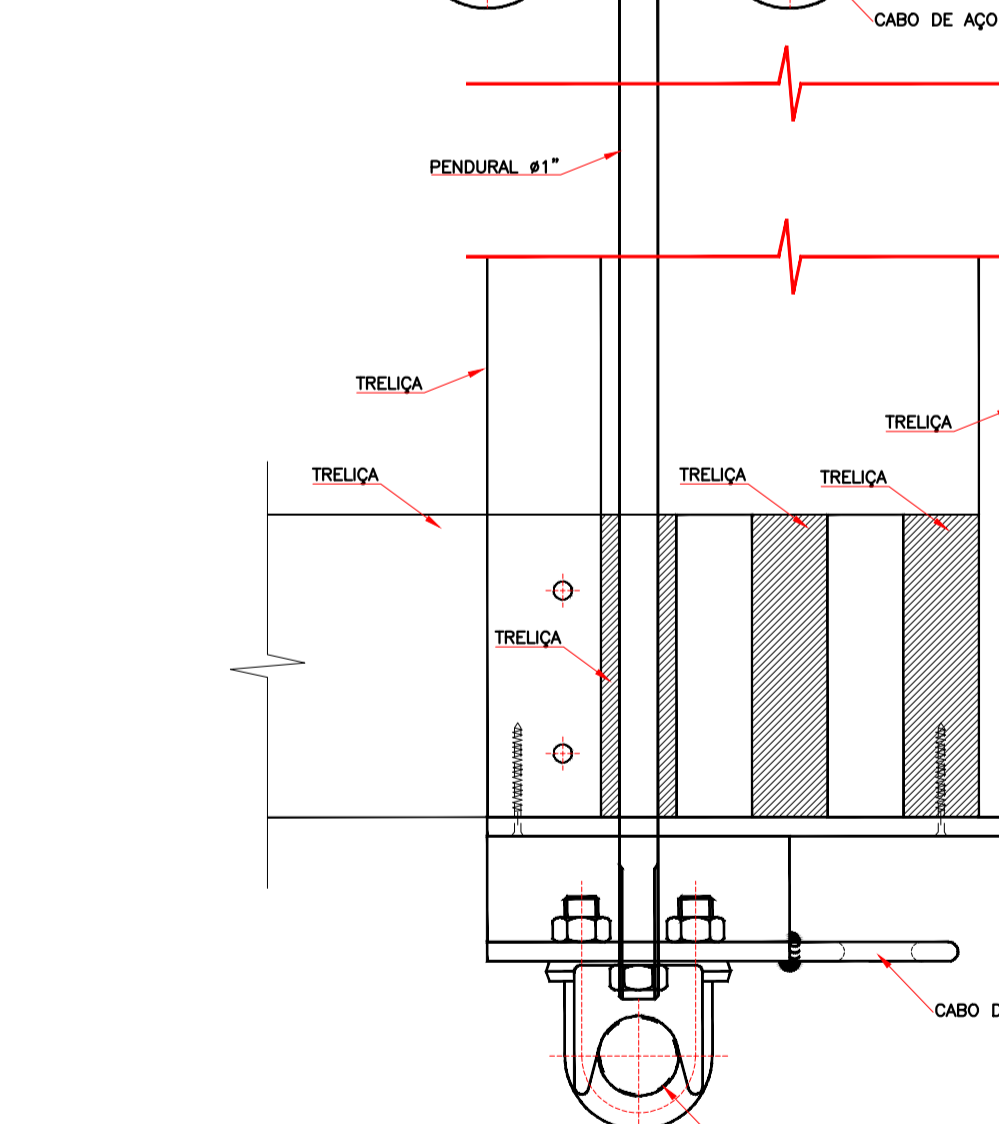
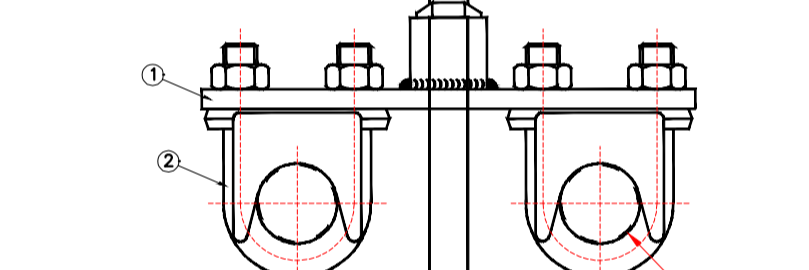
PENDURAL INFERIOR

ESC.: 1/50 (mm)



CORTE C-C

ESC.: 1/50



Nº	EMISSÃO	REVISÃO	DATA	PROJ.	APROV.
05					
04					
03					
02					
01					
00	Emissão Inicial		15/01/24	JF	EJF
DESCRIÇÃO DAS REVISÕES					

PASSARELA PÊNSEL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP

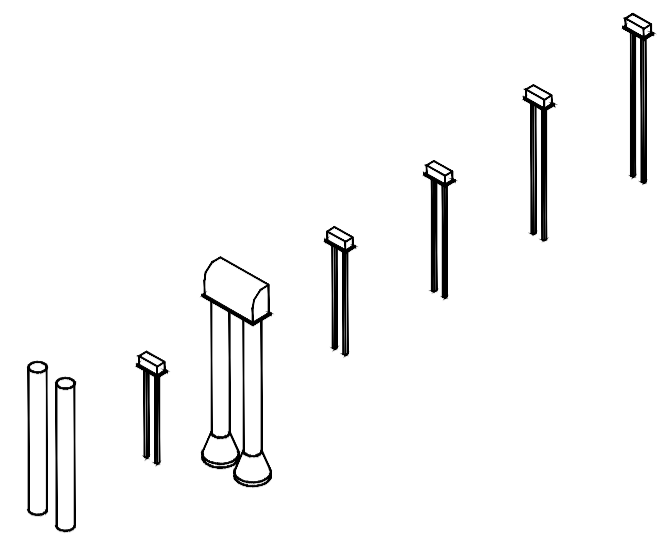
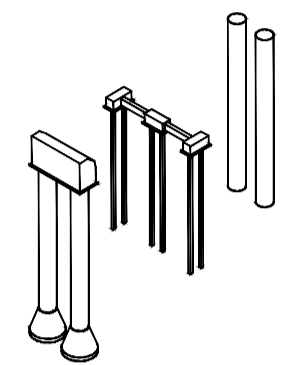
TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL
 TRELIÇA DE MADEIRA E DETALHES DOS PENDURAS

COORDENADOR: EDU JOSÉ FRANCO (CREA 25.802/DIPR) FOLHA Nº
 RESP. TÉCNICO: EDU JOSÉ FRANCO (CREA 25.802/DIPR)
 PROJETISTA: JORDANA FURMAN (CREA 164.690/DIPR)

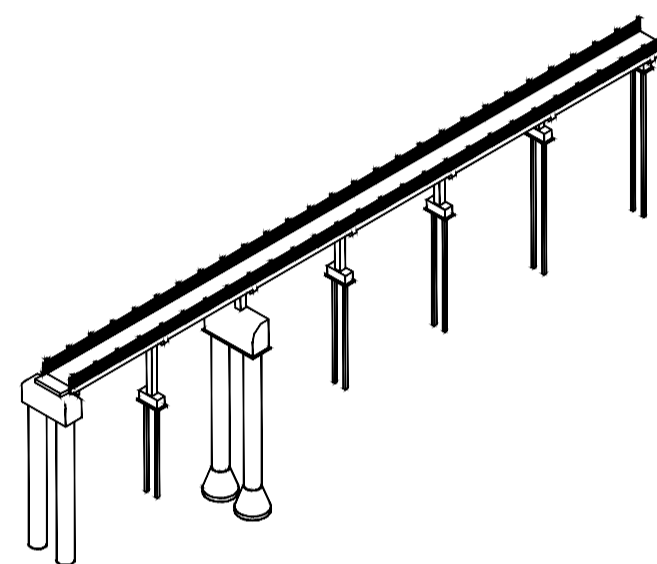
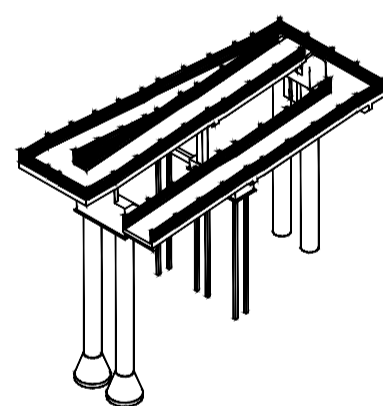
12/14
ESTRU12

ARQUIVO DIGITAL: F-2302-TI-1001-ESTRU12_00 ESCALA INDICADA REVISÃO Nº 00 DATA DE CRIAÇÃO: JANEIRO/2024

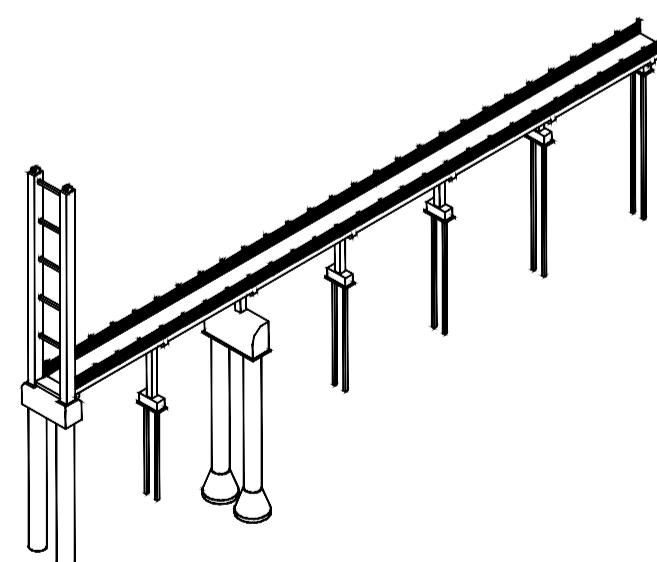
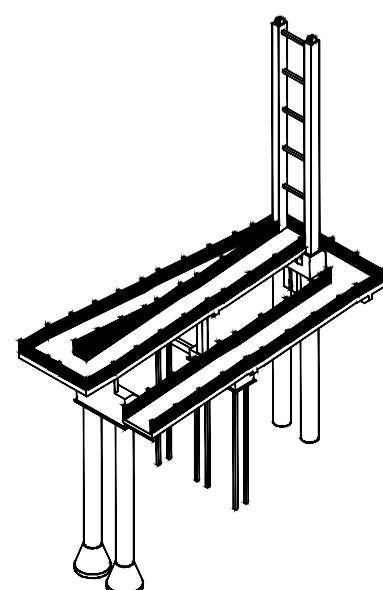
1ª FASE - EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES
SEM ESCALA



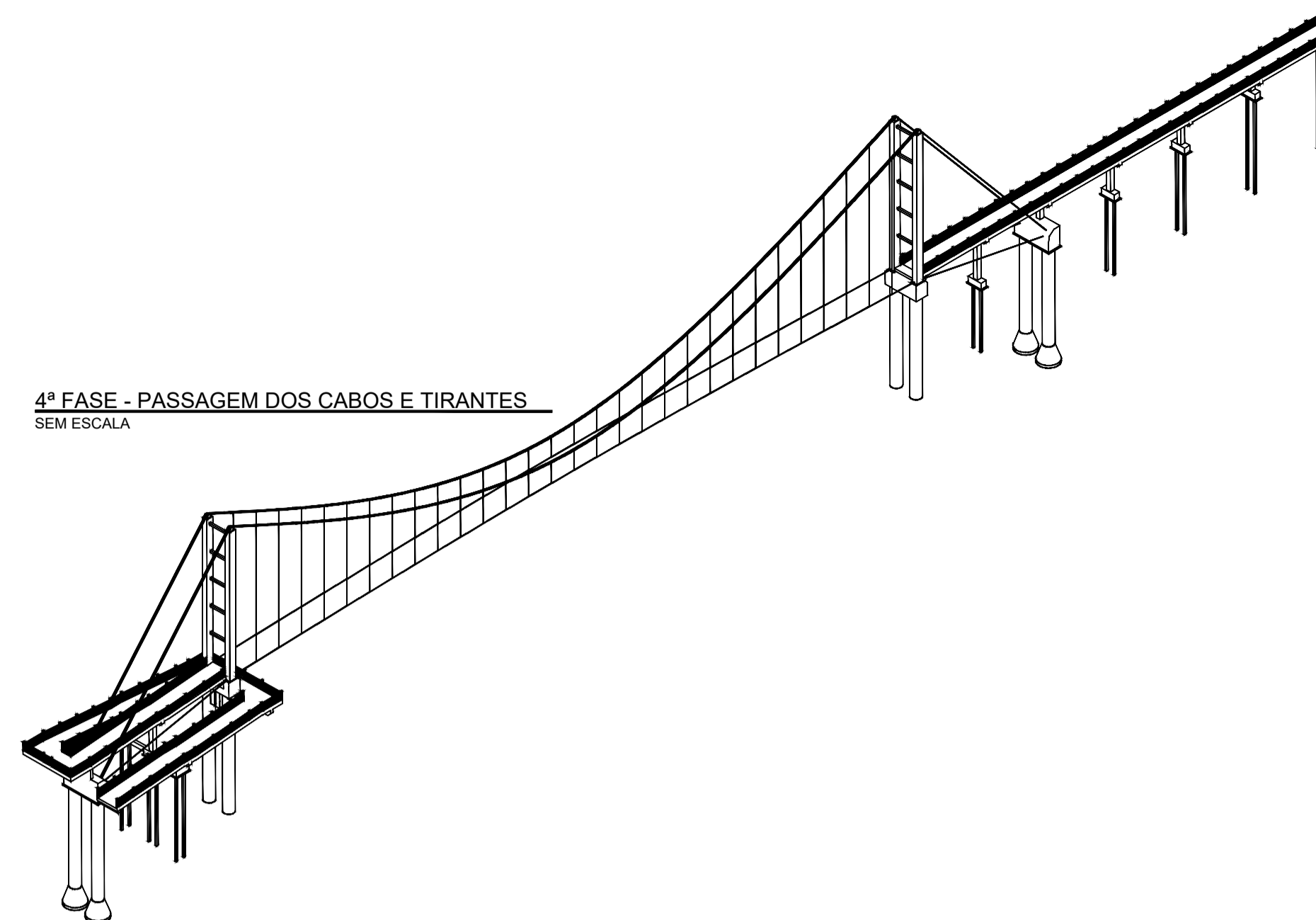
2ª FASE - EXECUÇÃO DAS RAMPAS DE ACESSO
SEM ESCALA



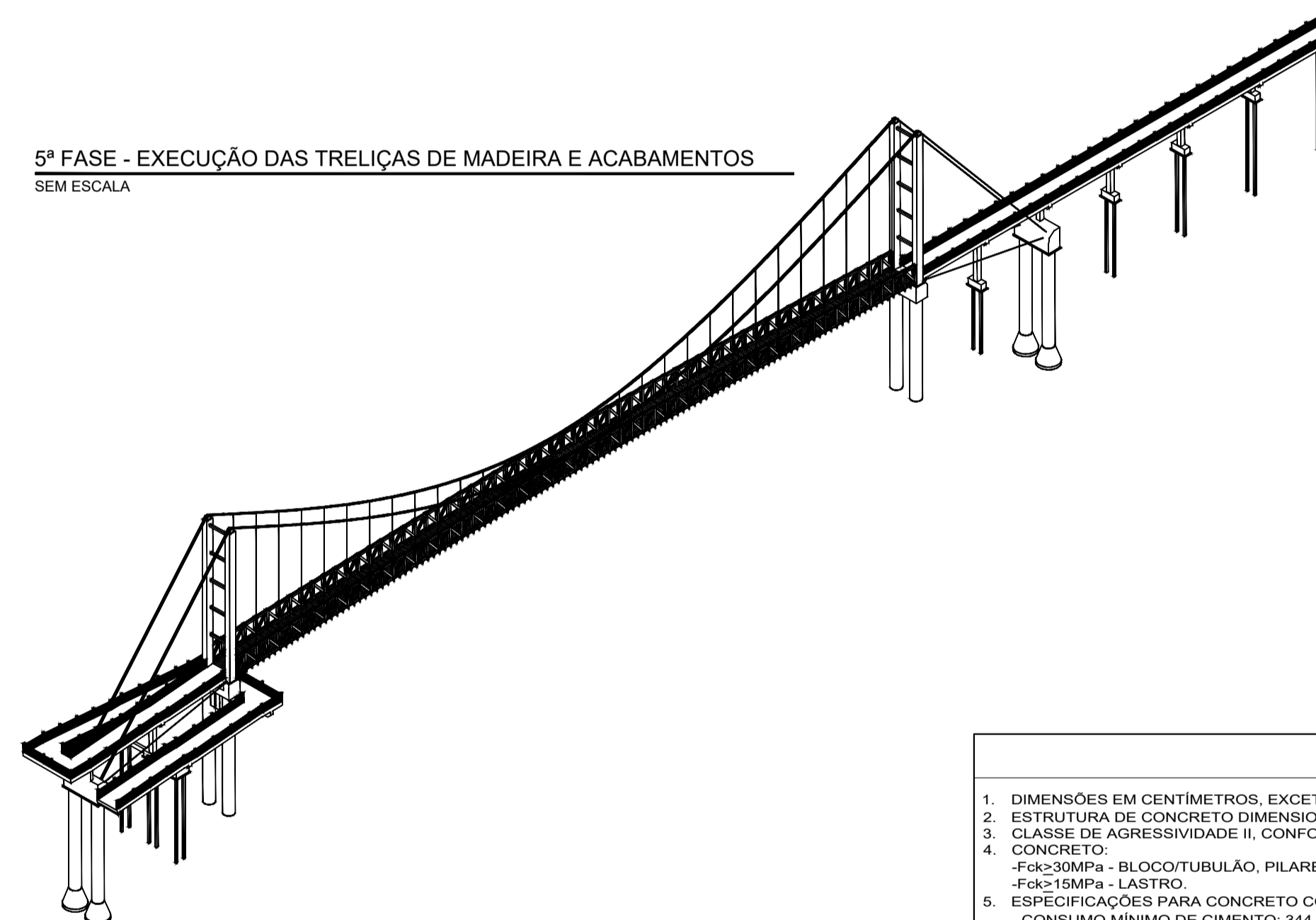
3ª FASE - EXECUÇÃO E INSTALAÇÃO DAS TORRES
SEM ESCALA



4ª FASE - PASSAGEM DOS CABOS E TIRANTES
SEM ESCALA



5ª FASE - EXECUÇÃO DAS TRELIÇAS DE MADEIRA E ACABAMENTOS
SEM ESCALA



NOTAS

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- ESTRUTURA DE CONCRETO DIMENSIONADA CONFORME NBR 6118/2014.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, CONFORME NBR 6118/2014.
- CONCRETO:
- $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ - BLOCO/TUBULÃO, PILARES, MASTROS, VIGAS, TRAVESSAS, LAJE DO TABULEIRO.
- $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$ - LASTRO.
- ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 344 kg/m^3
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO $\leq 0,61 \text{ l/kg}$
- ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO COM $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$:
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 246 kg/m^3
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO $\leq 0,79 \text{ l/kg}$
- PARA CLASSE DE AGRESSIVIDADE II, O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS É DE 3,00cm PARA LAJES, VIGAS E PILARES E 4,00cm PARA BLOCOS E FUNDAÇÕES.
- O COBRIMENTO MÍNIMO DAS BARRAS DEVERÁ SER GARANTIDO PELO USO ADEQUADO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS DE CONCRETO.
- MATERIAIS:
- CONCRETO ESTRUTURAL: C30
- MADEIRA: CLASSE D60 - FOLHOSAS
- AÇO CA-50
- CABO DE AÇO GALVANIZADO CLASSE 6X19 - ALMA DE FIBRA (AF) - EIPS (CLASSE DE RESISTÊNCIA 1960 N/mm²)
- AÇO ESTRUTURAL A-588 345 MPa
- UTILIZAR CONTRA-FLECHA DE 1000mm NO CENTRO DO VÃO ATRAVÉS DO TRACIONAMENTO DOS PENDURAI, CONFORME INDICADO.

Nº	Emissão Inicial	15/01/24	JF	EJF
Nº	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	PROJ.	APROV.

PASSARELA PÊNSIL SOBRE O RIO TIETÊ
PREFEITURA MUNICIPAL DE TIETÊ - SP



TÍTULO				
PROJETO ESTRUTURAL FASES CONSTRUTIVAS				
COORDENADOR	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	FOLHA Nº
RESP. TÉCNICO	EDU JOSÉ FRANCO	ENG. CIVIL	CREA 25.802 D/PR	14/14
PROJETISTA	JORDANA FURMAN	ENG. CIVIL	CREA 164.690 D/PR	ESTRUT 14
ARQUIVO DIGITAL	F:2302-TI-1001-ESTRUT14_R00	ESCALA INDICADA	REVISÃO Nº 00	DATA DE CRIAÇÃO JANEIRO/2024

ICP Brasil
Documento assinado digitalmente
EDU JOSÉ FRANCO
Data: 15/01/2024 14:11:56 -0300
Verifique em: https://validar.sil.gov.br

LUCAS AMADIO
POLASTRE:3761
8935823
Digitally signed by LUCAS AMADIO
POLASTRE:37618935823
Date: 2024.10.17 11:32:58 -0300