

Rodrigo Morgental Zambenedetti

**ESTUDO DO PROJETO ESTRUTURAL DE UMA
EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Paula Manica Lazzari

Porto Alegre

2021

RODRIGO MORGENTAL ZAMBENEDETTI

**ESTUDO DO PROJETO ESTRUTURAL DE UMA
EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professora Orientadora e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2021

BANCA EXAMINADORA

Profa. Paula Manica Lazzari (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. Pela Universidade de São Paulo

Profa. Bruna Manica Lazzari (PUCRS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Bárbara Chagas Rachinhas (UFRGS)
Doutoranda pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais Walter e Inês, à minha família, à minha namorada e aos meus amigos por todo o incentivo, apoio, amparo, amor e paciência ao longo deste trabalho e da minha formação como Engenheiro Civil.

Agradeço à professora Paula Manica Lazzari pela disponibilidade e empenho dedicados durante a orientação deste trabalho.

Agradeço à equipe da TQS Informática Ltda pelo suporte prestado no decorrer do trabalho.

Agradeço a todos os professores da graduação pelo tempo dedicado e pela contribuição na construção do meu conhecimento.

RESUMO

Esse trabalho consiste na realização do projeto estrutural de um edifício residencial multifamiliar composto por 15 pavimentos localizado na cidade de Porto Alegre. A estrutura é formada por vigas, pilares e lajes de concreto armado moldado *in loco* e o sistema de vedação é composto por blocos cerâmicos. A partir do projeto arquitetônico foi feito o lançamento de duas concepções estruturais que se encaixassem dentro de parâmetros aceitáveis de comportamento global e foram avaliadas possibilidades de retirada de juntas de dilatação e alterações nas resistências à compressão do concreto. Após a escolha da alternativa mais econômica, que veio a ser a concepção com junta de dilatação e variação de f_{ck} , foram dimensionados e detalhados os elementos componentes da superestrutura de acordo com os procedimentos da NBR 6118 (ABNT, 2014).

ABSTRACT

This work consists of carrying out the structural project of a 15 story residential building located in the city of Porto Alegre. The structure is composed by beams, columns and slabs of cast-in-place reinforced concrete and the walls are non-load bearing and made up of bricks. From the architectural project, two alternatives of structural arrangement that fit within acceptable parameters of global behavior were compared and after choosing the most economical alternative, the component elements of the superstructure were dimensioned and detailed in accordance with the procedures of NBR 6118 (ABNT, 2014).

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c : área da seção transversal de concreto;

α_c : parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

$A_{s'}$: área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

b_w : largura da seção transversal;

d : distância entre a fibra mais comprimida da seção e o baricentro da armadura tracionada;

E_c : módulo de elasticidade do concreto;

ELS: Estado limite de serviço;

ELU: Estado limite último;

E_s : módulo de elasticidade do aço tem valor;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

$F_{Qi,k}$: valor característico das ações variáveis;

f_{yk} : valor característico da resistência ao escoamento do aço;

f_{yd} : valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço;

h : altura da seção transversal;

λ : índice de esbeltez;

i : raio de giração;

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto;

M_r : momento de fissuração;

ρ : taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;

s : espaçamento entre barras de armadura;

v : taxa de compressão adimensional;

V_{c0} : parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça, quando o ângulo da biela é igual a 45° ;

V_{Rd1} : força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante;

V_{Rd2} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{Rd3} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

V_{sw} : parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;

x : altura da linha neutra da seção transversal;

γ_f : coeficiente de ponderação das ações;

Ψ_{2j} = fator de redução referente às combinações de serviço.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Planta arquitetônica do pavimento tipo 1	19
Figura 2 - Planta arquitetônica do pavimento tipo 2	20
Figura 3 - Concepção 1	22
Figura 4 - Concepção 2	23
Figura 5 – Rigidez de pilar biengastado.....	24
Figura 6 - Ábaco utilizado para obtenção dos coeficientes de arrasto	27
Figura 7 - Área de influência dos pilares do pavimento tipo da concepção 1	31
Figura 8 - Área de influência dos pilares do pavimento tipo da concepção 2	33
Figura 9 - Apoios indeslocáveis para determinação de flechas	38
Figura 10 - Representação da redução da sollicitação de esforços de tração devido à variação de temperatura ao passar do ELS para o ELU	41
Figura 11 - Distribuição de momentos originados por cargas laterais uniformemente distribuídas em pilar em balanço	43
Figura 12 - Cálculo de flechas em lajes maciças.....	47
Figura 13 - Numeração das bordas da laje.....	48
Figura 14 - Dimensionamento de seções retangulares à flexão	49
Figura 15 - Localização da laje L1 do sexto pavimento	50
Figura 16 – Esquema estrutural da laje L1 do sexto pavimento	50
Figura 17 - Localização da laje L15 do sexto pavimento	51
Figura 18 – Esquema estrutural da laje L15 do sexto pavimento	51
Figura 19 – Detalhamento da laje L1 do sexto pavimento	53
Figura 20 – Detalhamento da laje L15 do sexto pavimento	54
Figura 21– Formação de rótulas plásticas em lajes maciças.....	55
Figura 22 – Dimensionamento de seções retangulares ao cisalhamento	56
Figura 23 – Situações de cálculo de armadura de suspensão.....	57
Figura 24 – Fissuração em regiões de encontro entre vigas com quantidade insuficiente de armadura de suspensão.....	58
Figura 25 – Cálculo de flecha aproximada imediata em vigas de seção retangular	59
Figura 26 – Localização da viga 19 da cobertura.....	60
Figura 27 - Cargas totais características em combinação de ELU da viga 19 da cobertura	61
Figura 28 – Diagrama de momento fletor da viga 19 da cobertura obtido em modelagem através do software Trame	62
Figura 29 – Diagrama de cortante da viga 19 da cobertura obtido em modelagem através do software Trame	62
Figura 30 – Envoltórias de momento fletor da viga 19 da cobertura fornecidas pelo TQS.....	63
Figura 31 – Envoltórias de cortante da viga 19 da cobertura fornecidas pelo TQS.....	63
Figura 32 – Localização da viga 22 do 12º pavimento	64
Figura 33 - Cargas totais características em combinação de ELU da viga 22 do 12º pavimento.....	65
Figura 34 – Diagrama de momento fletor da viga 22 do 12º pavimento obtido em modelagem através do software Trame.....	66
Figura 35 – Diagrama de cortante da viga 22 do 12º pavimento obtido em modelagem através do software Trame	66

Figura 36 – Envoltórias de momento fletor da viga 22 do 12º pavimento fornecidas pelo TQS.....	67
Figura 37 – Envoltórias de cortante da viga 22 do 12º pavimento fornecidas pelo TQS.....	67
Figura 38 – Diagrama de momento fletor da viga 22 do 12º pavimento obtido através do TQS resultante de combinação idêntica à utilizada em modelagem no software Trame	68
Figura 39 – Detalhamento da viga 19 da cobertura.....	70
Figura 40 – Detalhamento da viga 22 do 12º pavimento	70
Figura 41 – Diagrama de interação normal-momento de seções submetidas a esforços de flexão composta oblíqua.....	73
Figura 42 - Localização dos pilares 24 e 30	75
Figura 43 – Detalhamento do primeiro lance do pilar 24.....	84
Figura 44 – Detalhamento do primeiro lance do pilar 30.....	84

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Peso de elementos construtivos.....	25
Quadro 2 – Cargas variáveis utilizadas em projeto	26
Quadro 3 – Coeficientes redutores de cargas variáveis.....	26
Quadro 4 – Valores utilizados para obtenção dos coeficientes de arrasto.....	27
Quadro 5 – Relação entre vãos e altura de seção para pré-dimensionamento de vigas	29
Quadro 6 – Coeficientes de correção para pré-dimensionamento de pilares	29
Quadro 7 – Comparação entre as dimensões obtidas através de pré-dimensionamento e as dimensões utilizadas em projeto.....	32
Quadro 8 – Comparação entre as dimensões obtidas através de pré-dimensionamento e as dimensões utilizadas em projeto.....	34
Quadro 9 – Resultados da análise de comportamento global das concepções 1 e 2 com junta de dilatação.....	39
Quadro 10 – Comparação de consumo de materiais das concepções 1 e 2 com junta de dilatação.....	39
Quadro 11 – Preços unitários utilizados no orçamento	40
Quadro 12 – Comparação de consumo de materiais da concepção 1 com e sem junta de dilatação.....	42
Quadro 13 – Comparação de consumo de materiais da concepção 1 com concretos de diferentes resistências características	43
Quadro 14 – Fatores de redução de cargas acidentais em combinações de serviço.....	46
Quadro 15 – Comparação entre as flechas calculadas pelo método de Campos Filho e os resultados fornecidos pelo TQS.....	52
Quadro 16 – Comparação entre os momentos calculadas pelo método de Campos Filho e os resultados fornecidos pelo TQS.....	52
Quadro 17 – Parâmetros da NBR 6118 (ABNT,2014) utilizados para detalhamento de lajes maciças	53
Quadro 18 – Cargas lineares utilizadas em modelagem da viga 19 da cobertura no software Trame.....	60
Quadro 19 – Flechas de longa duração da viga 19 da cobertura obtidas através do Trame e do TQS.....	64
Quadro 20 – Cargas lineares utilizadas em modelagem da viga 22 do 12º pavimento no <i>software</i> Trame	65
Quadro 21 – Flechas de longa duração da viga 22 do 12º pavimento obtidas através do Trame e do TQS.....	68
Quadro 22 – Parâmetros da NBR 6118 (ABNT,2014) utilizados para detalhamento de vigas.....	69
Quadro 23 – Taxa mínima de armadura de flexão	69
Quadro 24 – Dados do pilar 24.....	75
Quadro 25 – Solicitações resultantes de combinação crítica atuantes no eixo X do pilar 24 ..	76
Quadro 26 – Solicitações resultantes de combinação crítica atuantes no eixo Y do pilar 24 ..	77
Quadro 27 – Cálculo dos efeitos de 2ª ordem local do pilar 24 pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada	77

Quadro 28 – Comparação entre as áreas de aço necessárias do pilar 24 obtidas através do TQS e de software elaborado por Campos Filho	78
Quadro 29 – Dados do pilar 30.....	79
Quadro 30 – Solicitações resultantes de combinação crítica atuantes no eixo X do pilar 30 ..	80
Quadro 31 – Solicitações resultantes de combinação crítica atuantes no eixo Y do pilar 30 ..	80
Quadro 32 – Cálculo dos efeitos de 2ª ordem local do pilar 30 pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada	81
Quadro 33 – Comparação entre as áreas de aço necessárias do pilar 30 obtidas através do TQS e de software elaborado por Campos Filho	82
Quadro 34 - Parâmetros da NBR 6118 (ABNT,2014) utilizados para detalhamento de vigas	83

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DO TRABALHO.....	15
2.1 OBJETIVOS	15
2.1.1 Objetivo Principal.....	15
2.1.2 Objetivo Secundário	15
2.2 PRESSUPOSTOS.....	15
2.3 DELIMITAÇÕES.....	16
2.4 LIMITAÇÕES	16
2.5 DELINEAMENTO.....	16
3 ESTUDO DO PROJETO ESTRUTURAL	18
3.1 ESTUDO DA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	21
3.2 DEFINIÇÃO DE CARREGAMENTOS.....	25
3.2.1 Cargas permanentes.....	25
3.2.2 Cargas variáveis.....	26
3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	28
3.4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GLOBAL.....	34
3.5 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	37
3.6 COMPARAÇÃO ENTRE CONCEPÇÕES	39
4 ANÁLISE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS ISOLADOS.....	45
4.1 LAJES MACIÇAS	45
4.1.1 Dimensionamento de lajes maciças.....	49
4.1.2 Detalhamento de lajes maciças.....	52
4.2 VIGAS	54
4.2.1 Dimensionamento de vigas.....	59
4.2.2 Detalhamento de vigas.....	68
4.3 PILARES	71
4.3.1 Dimensionamento de pilares	74
4.3.2 Detalhamento de pilares	83
6 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS	85
7 REFERÊNCIAS	86

1 INTRODUÇÃO

Ao produto da união solidária entre o concreto e aço dá-se o nome de concreto armado. A importância desta associação deve-se ao fato de que o concreto isolado, apesar de apresentar boa resistência às solicitações de compressão, pouco resiste à tração. Desta maneira, o concreto armado torna-se um material apropriado para constituição dos elementos estruturais responsáveis pela resistência e transmissão dos esforços solicitantes. Para que o mesmo tenha bom desempenho estrutural, é de suma importância que exista uma boa aderência entre os dois materiais.

O concreto armado é um material amplamente utilizado ao redor do mundo na composição de sistemas estruturais. Sua vantagem em relação a outras soluções deve-se principalmente ao aproveitamento da resistência à compressão de um material de baixo custo como o concreto, sua adaptabilidade a diversas formas, resistência ao fogo e intempéries e facilidade de aplicação. Estes fatores, aliados a questões culturais, fazem com que ele seja a principal alternativa na construção civil brasileira.

A complexidade do comportamento real de uma estrutura exige o emprego de simplificações para sua representação em modelos matemáticos, sendo a ciência desta necessidade um dos aspectos abrangidos pelas normas técnicas através de coeficientes de segurança. Diversas são as incertezas que envolvem o processo de modelagem estrutural, sendo necessário o emprego da estatística tanto para previsão de cargas atuantes e realização de combinações, quanto para transformação de resultados experimentais em formulações teóricas.

O projeto estrutural tem como finalidade a concepção de uma estrutura que satisfaça a todas as necessidades para as quais ela será construída, atendendo questões de segurança, condições de utilização, condições econômicas, estética, questões ambientais, condições construtivas e restrições legais. O resultado final do projeto estrutural é a caracterização de uma estrutura de forma completa, englobando todos os seus aspectos gerais, tais como locação, e todos os detalhes necessários para a sua construção.

Com a evolução dos materiais e dos conceitos de engenharia, tornou-se viável a execução de estruturas de alto grau de complexidade com maior economia, tendo a informática um papel essencial no aperfeiçoamento da engenharia de estruturas, permitindo o exercício de análises sofisticadas, que seriam impossíveis de serem realizadas sem este tipo de auxílio. A utilização

de *softwares* proporciona ganhos de produtividade exigidos nos dias de hoje, porém é necessário profundo conhecimento da teoria envolvida nos processos para se ter controle e olhar crítico sobre os resultados fornecidos pela ferramenta, entendendo suas limitações.

Nesse contexto, a elaboração de um projeto estrutural eficiente exige do projetista a habilidade de compreensão do comportamento global de uma estrutura, resultante de uma base teórica consolidada e acúmulo de experiência, a ponto de prever a nível de ordens de grandeza o resultado esperado de sua concepção. Torna-se importante também o conhecimento dos processos construtivos a fim de considerar sua influência em relação aos elementos estruturais, evitando futuras patologias e otimizando sua execução.

Este trabalho tem como proposta a elaboração do projeto estrutural de um edifício multifamiliar composto por 15 pavimentos, com dimensões em planta de 50,00 x 10,00 metros e 44,85 metros de altura. A obra será executada na zona norte da cidade de Porto Alegre. A edificação possui 53 apartamentos, totalizando 9227 m² de área construída. Foram avaliadas seis soluções estruturais através do *software* TQS, partindo de duas concepções iniciais utilizando junta de dilatação e fazendo comparações de desempenho entre soluções com concretos de diferente fck e sem junta de dilatação. A partir dos resultados de análise global e consumo de materiais, foi escolhida a concepção mais econômica para continuidade do projeto. Para a verificação da distribuição de esforços dos elementos estruturais de forma isolada foi utilizado o *software* Trame.

2 DIRETRIZES DO TRABALHO

As diretrizes do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho foram subdivididos em principal e secundário.

2.1.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é realizar o estudo do projeto estrutural do edifício modelo, desenvolvendo o dimensionamento e detalhamento dos elementos da estrutura de concreto armado, avaliando, previamente, seis soluções estruturais.

2.1.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários são:

- a) adquirir maior sensibilidade em relação à influência da concepção no comportamento global da estrutura;
- b) utilizar um *software* comercial amplamente adotado em escritórios de projetos;
- c) simular uma parte da experiência vivenciada no mercado de trabalho;
- d) analisar a influência da junta de dilatação no comportamento da estrutura.

2.2 PRESSUPOSTOS

Neste trabalho assume-se que são verdadeiras e válidas as informações contidas nas seguintes normas, utilizadas no desenvolvimento do trabalho:

- a) NBR 6118:2014 - *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*;
- b) NBR 6120:2019 - *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*;
- c) NBR 8681:2003 - *Ações e segurança nas estruturas*;
- d) NBR 6123:1988 - *Forças devidas ao vento em edificações*.

2.3 DELIMITAÇÕES

O trabalho se delimita a um projeto de uma estrutura de concreto armado de uma edificação composta por 15 pavimentos situada na zona urbana da cidade de Porto Alegre. Foi realizado somente o detalhamento do pavimento tipo em que atuam as maiores solicitações.

2.4 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) não foi realizado o dimensionamento dos elementos de fundação;
- b) análise da estrutura no regime elástico linear;
- c) não foram considerados efeitos dinâmicos na estrutura;
- d) elementos de vedação em alvenaria não foram considerados para efeito de acréscimo de rigidez global da estrutura;
- e) não foram consideradas as escadas no modelo da estrutura.

2.5 DELINEAMENTO

A sequência de desenvolvimento do trabalho é descrita a seguir de maneira resumida, enfatizando as etapas de maior relevância.

A primeira etapa trata-se da pesquisa bibliográfica, momento em que se procura, através de literaturas específicas e normas pertinentes, reunir todo o material necessário para a realização do trabalho. Sua grande importância se deve ao fato de que todos os pontos subsequentes da monografia foram balizados pelos parâmetros das referências normativas e pela densidade do conteúdo aglomerado.

A próxima etapa é relacionada à análise da planta arquitetônica do edifício, buscando-se encontrar suas particularidades, tais como simetria dos pavimentos, espessura final das paredes, esbeltez da edificação e pé-direito dos andares. Simultaneamente, foi iniciada a concepção da estrutura, com o planejamento da posição dos elementos estruturais de forma a alcançar o melhor comportamento global possível em harmonia com a arquitetura definida. Esta fase é de suma importância em um projeto estrutural, sendo determinante no seu resultado final. O tempo

despendido na realização desta etapa e a qualidade da solução são relativamente dependentes da experiência do projetista.

Após a definição do arranjo estrutural, foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos para que atendam às solicitações estimadas, partindo em seguida para a definição de cargas, com auxílio da NBR 6120/2019 e da NBR 6123/1988, sendo o peso próprio dos elementos definidos segundo seu volume e o peso específico do material utilizado em sua execução.

Em conjunto com estas atividades, foi feita a adaptação do autor com o funcionamento do *software* TQS. Sendo preliminarmente dominados os comandos básicos para, posteriormente, dar enfoque ao aprendizado de ferramentas específicas ao propósito do projeto em questão.

A análise do comportamento global da estrutura veio em seguida, sendo realizados os ajustes necessários no arranjo estrutural para que os resultados se encaixassem dentro de parâmetros de deslocabilidade. Foi feita a comparação entre duas concepções, sendo escolhida para prosseguimento do trabalho a que apresentou melhores resultados relacionados à viabilidade econômica de sua execução. Dentro desta escolha, ainda foram testadas alternativas que pudessem trazer melhor desempenho à estrutura.

Com a definição do modelo e conhecimento das solicitações atuantes, por questão didática e para verificação de resultados, foram dimensionados alguns elementos estruturais através de cálculo manual, sendo também realizado seu detalhamento através do *software* Autocad. A última etapa são as considerações finais sobre os resultados obtidos.

3 ESTUDO DO PROJETO ESTRUTURAL

A obra em análise trata-se de um edifício residencial multifamiliar composto por 15 pavimentos, situado na zona norte de Porto Alegre, sendo executado em terreno plano e cercado por edificações de pequeno e médio porte. A edificação possui 53 apartamentos, com o pavimento tipo tendo dimensões em planta de 50 metros de comprimento por 10 metros de largura, totalizando 9.227 m² de área construída. A estrutura é formada por vigas, pilares e lajes de concreto armado moldado *in loco*, tendo o aço resistência de 600 MPa para barras de diâmetros menores que 6,30 mm e 500 MPa para diâmetros maiores ou iguais a 6,30 mm, enquanto a resistência característica do concreto a ser utilizado dependerá da análise comparativa entre soluções estruturais, mas tem valores entre 30 e 35 MPa.

Os dois níveis de subsolo serão reservados à área de estacionamento, havendo 12 pavimentos destinados à área privativa, divididos em 2 pavimentos tipo, que se alternam entre os andares, com pé direito de 2,85 metros. No térreo, existe um pilotis com pé direito duplo próximo ao acesso da edificação.

No segundo andar do subsolo será executado contrapiso em concreto, com utilização de armadura em tela soldada nervurada para controle de fissuração. No primeiro andar do subsolo não será utilizada camada de nivelamento, sendo realizado processo de polimento no concreto da laje para obtenção do acabamento final. Nas áreas internas dos pavimentos superiores será executado contrapiso com espessura de 5 centímetros, com distância entre juntas de movimentação definidas conforme orientação da NBR 13753:1996. Nas lajes das áreas externas e dos reservatórios será executada camada de nivelamento com caimento para os ralos e, posteriormente será feita impermeabilização com manta asfáltica de 4 milímetros revestida por camada de proteção mecânica com espessura de 5 centímetros.

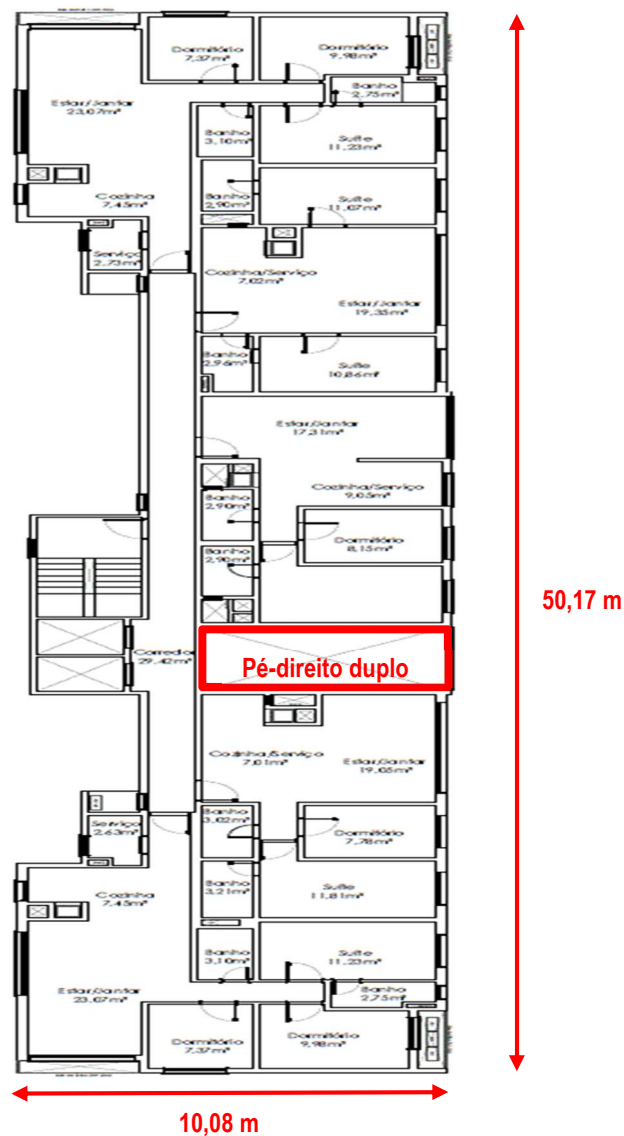
O sistema de vedação da edificação será composto por blocos cerâmicos, sendo utilizados blocos de 14x19x29 centímetros nas paredes internas e blocos de 19x19x29 centímetros nas paredes externas e divisórias entre apartamentos e áreas comuns. Todas as paredes serão revestidas em argamassa de cimento, cal e areia com espessura de 2 centímetros em cada face.

No revestimento dos pisos das áreas internas será instalado porcelanato com espessura de 10 mm, enquanto na parte externa será utilizada cerâmica de mesma espessura. Será executado

forro de gesso em placas nas áreas internas, com exceção dos estacionamentos, localizados no subsolo.

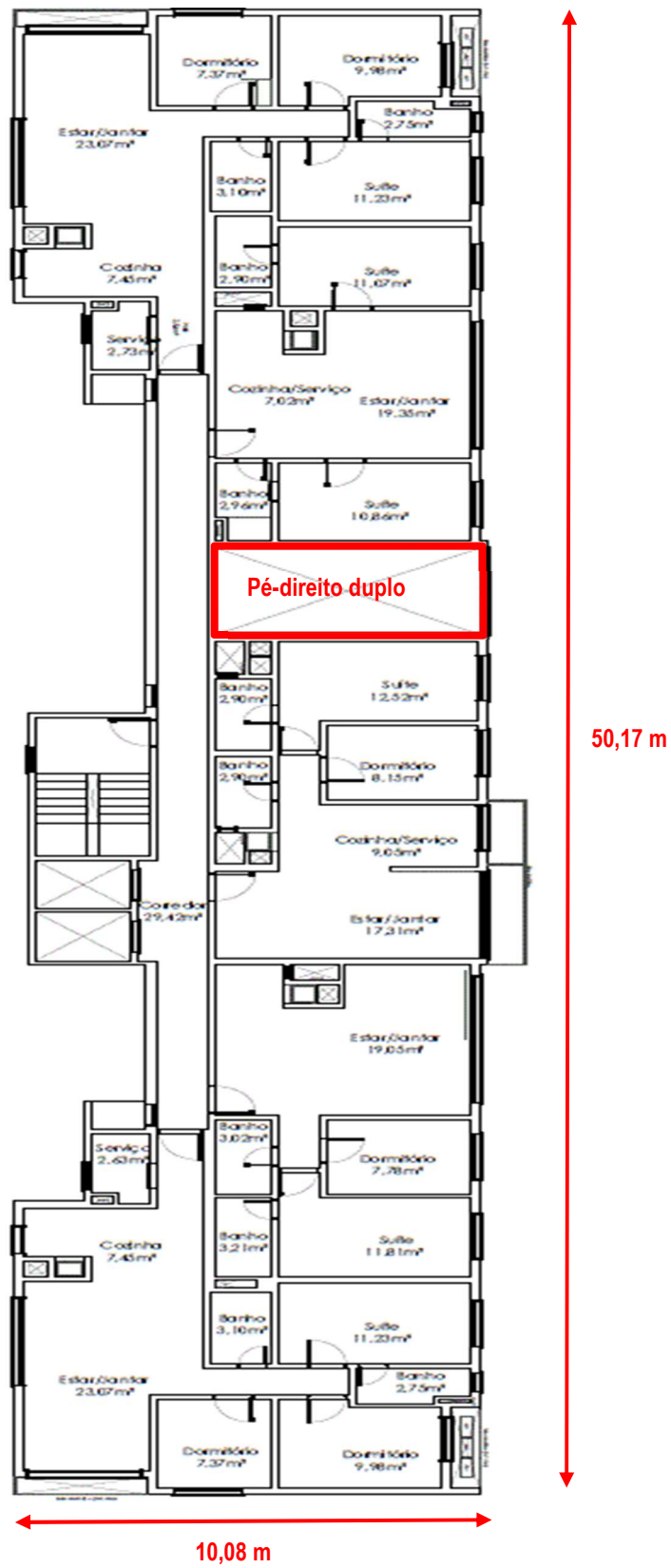
No primeiro nível do subsolo serão dispostos dois reservatórios de fibra de vidro de 15.000 litros e no 15º pavimento haverá dois reservatórios de fibra de vidro com capacidade de 10.000 litros. Na laje da cobertura será instalado telhado com calha central contornado por platibanda com 1,10 metro de altura, sendo constituído por estrutura de madeira e telhas de fibrocimento onduladas com espessura de 6 mm com inclinação mínima de 10%. Nas Figuras 1 e 2 são apresentadas as plantas arquitetônicas dos pavimentos tipo da edificação.

Figura 1 - Planta arquitetônica do pavimento tipo 1



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 2 - Planta arquitetônica do pavimento tipo 2



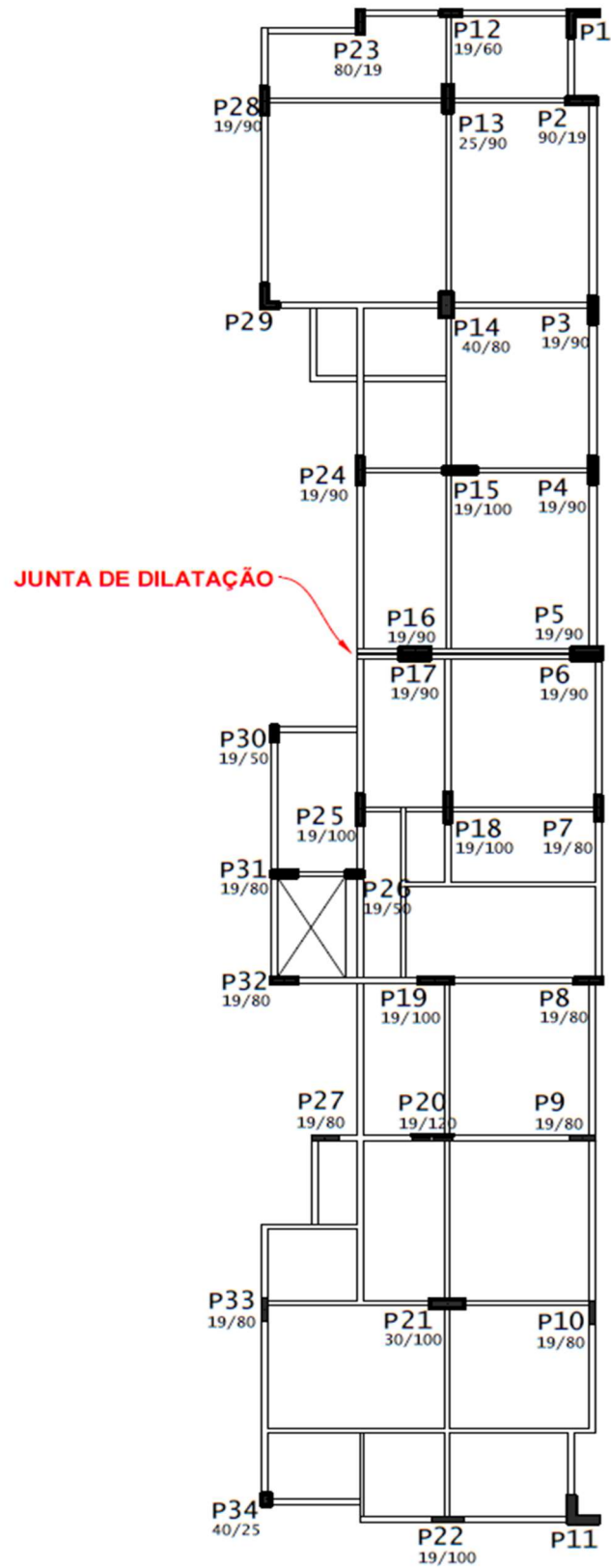
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

3.1 ESTUDO DA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Por tratar-se o projeto estrutural de um processo iterativo, partir de um arranjo estrutural otimizado é um ponto determinante na eficiência e qualidade das etapas posteriores. A fase de concepção estrutural tem grande importância entre as fases de um projeto, pois além de ser responsável por reduzir a duração da etapa de análise, colabora, principalmente, com uma simplificação da fase de detalhamento. Neste capítulo serão abordados todos os passos necessários para a realização desta etapa.

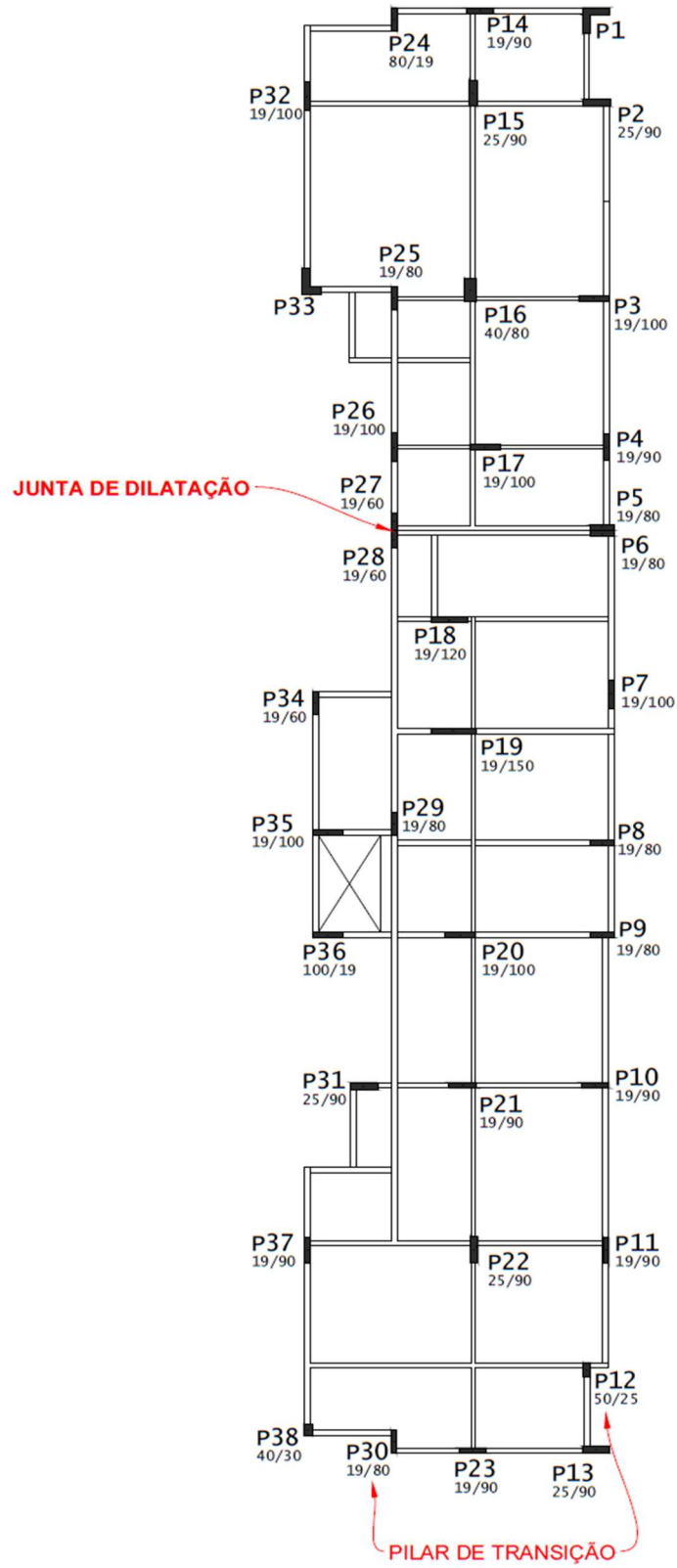
Inicialmente, foram elaboradas duas concepções, tendo a concepção 1 (demonstrada na figura 3) um menor número de pilares, exigindo, conseqüentemente, vigas com maior seção para respeitar os parâmetros de Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, definidos na NBR 6118 (ABNT, 2014). Enquanto na concepção 2, demonstrada na figura 4, procurou-se reduzir os vãos, utilizando um maior número de pilares, sendo dois destes pilares de transição. Posteriormente, foram estudadas possibilidades de otimização das concepções iniciais, analisando concretos de diferente f_{ck} e comportamento sem utilização de juntas de dilatação.

Figura 3 - Concepção 1



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 4 - Concepção 2

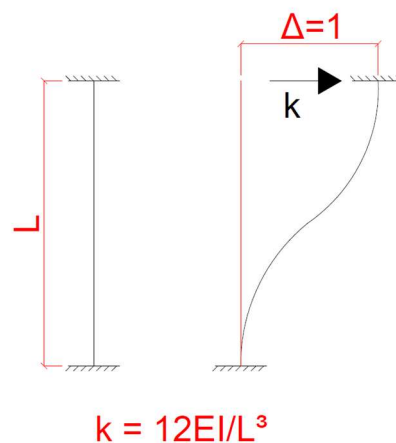


(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

As duas alternativas iniciais, foram concebidas com junta de dilatação, utilizando como referência o item 3.1.1.4 da NBR 6118 (ABNT, 1980) e as recomendações do Eurocode 2 e do ACI 224. Estas recomendações prescrevem distâncias máximas entre juntas de dilatação para a possibilidade de não consideração dos efeitos da variação da temperatura e da retração do concreto no dimensionamento da estrutura. Na concepção foi considerado o menor dos valores recomendado entre estas literaturas, que é de 30 metros. Posteriormente, partindo da concepção com melhor desempenho entre as iniciais, foi realizada uma análise comparativa do comportamento desta sem utilização de juntas de dilatação.

Algumas das características da planta arquitetônica, como pilotis com pé-direito duplo, alternância de pavimentos-tipo, apartamentos com pé-direito duplo, paredes da caixa de escada desalinhadas no pavimento térreo e localização das vagas de garagem, foram pontos importantes no processo de concepção, dificultando a formação de pórticos de contraventamento e limitando a elaboração de diferentes concepções. Um ponto de destaque entre as dificuldades encontradas no projeto é o pilotis com pé-direito duplo, pois além de causar aumento no comprimento de flambagem dos pilares, trouxe a necessidade de aumento da inércia de alguns destes, pois, conforme demonstrado na figura 5, a rigidez ao deslocamento lateral é inversamente proporcional ao cubo da altura destravada do pilar e como o pilotis ocupa uma área considerável da projeção da edificação, isso causa um deslocamento no centro elástico da estrutura, causando esforços de torção com a atuação das forças de arrasto. Tais esforços acabam por solicitar em maior intensidade os pilares de canto, justamente onde encontra-se o pilotis.

Figura 5 – Rigidez de pilar biengastado



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

3.2 DEFINIÇÃO DE CARREGAMENTOS

Para atendimento dos requisitos de estado limite último e de serviço, a estrutura precisa apresentar desempenho satisfatório em face às variadas combinações de carga atuantes na estrutura. A NBR 8681 (ABNT, 2003), baseada em critérios estatísticos, apresenta critérios para a realização destas combinações.

Tal norma divide as solicitações atuantes em uma estrutura em três categorias, segundo sua variabilidade no tempo: permanentes, variáveis e excepcionais. As cargas permanentes atuam com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da estrutura, tais como peso próprio dos elementos estruturais, revestimentos, pesos de equipamentos fixos e empuxos de solo não removível. As ações variáveis são cargas que possuem maior variação no tempo, sendo em grande maioria relacionadas ao uso da edificação, porém incluem-se também nesta categoria os efeitos do vento e da variação de temperatura. As ações excepcionais possuem baixa probabilidade de ocorrência e são decorrentes de causas como explosões, choques de veículos e incêndios.

3.2.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes atuantes na edificação foram determinadas conforme peso próprio dos elementos existentes. O quadro 1 a seguir resume as cargas permanentes utilizadas no projeto, baseadas na NBR 6120 (ABNT, 2019).

Quadro 1 - Peso de elementos construtivos

Peso de elementos construtivos	kN/m²
Bloco cerâmico vazado 14 cm com revestimento de 2 cm por face	1,90
Bloco cerâmico vazado 19 cm com revestimento de 2 cm por face	2,30
Revestimento de pisos residenciais e = 5 cm	1,00
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento e = 10 cm	1,80
Forro de gesso em placas, inclui estrutura de suporte	0,15
Instalações complementares	0,30
Lajotas cerâmicas e = 10 mm	0,18
Telhado com telhas de fibrocimento e estrutura de madeira	0,40

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Além disso, o peso dos elementos estruturais foi calculado de acordo com seu volume e o peso específico do concreto armado, que é de 25 kN/m³.

3.2.2 Cargas variáveis

As cargas variáveis foram definidas segundo parâmetros da NBR 6120 (ABNT, 2019) e da NBR 6123 (ABNT, 1988). As cargas acidentais verticais atuantes na edificação estão resumidas no Quadro 2 a seguir:

Quadro 2 – Cargas variáveis utilizadas em projeto

Cargas variáveis	kN/m²
Dormitórios, sala, copa, cozinha, sanitários	1,50
Área de serviço, despensa e lavanderia	2,00
Áreas de uso comum, salão de festas, academia	3,00
Coberturas com acesso apenas para manutenção	1,00
Varandas e terraços residenciais	2,50
Áreas técnicas	3,00
Casa de máquinas de elevador de passageiros ($v \leq 1,0$ m/s)	30,00
Garagens para veículos com peso bruto total ≤ 30 kN	3,00

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

A redução de cargas variáveis permitida pela NBR 6120 (ABNT, 2019) para a determinação de esforços solicitantes em pilares e fundações, conforme coeficientes indicados no quadro 3, exceto nas áreas de garagens, coberturas, áreas técnicas e reservatórios, foi utilizada no dimensionamento.

Quadro 3 – Coeficientes redutores de cargas variáveis

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Multiplicador das cargas variáveis
1 a 3	1,00
4	0,80
5	0,60
6 ou mais	0,40

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Os parâmetros para definição da carga de vento foram determinados seguindo os preceitos da NBR 6123 (ABNT, 1988), para edificação residencial em terreno plano de zona urbanizada,

com dimensões em planta de 50 x 10 metros e altura exposta aos efeitos do vento igual à 37,1 metros.

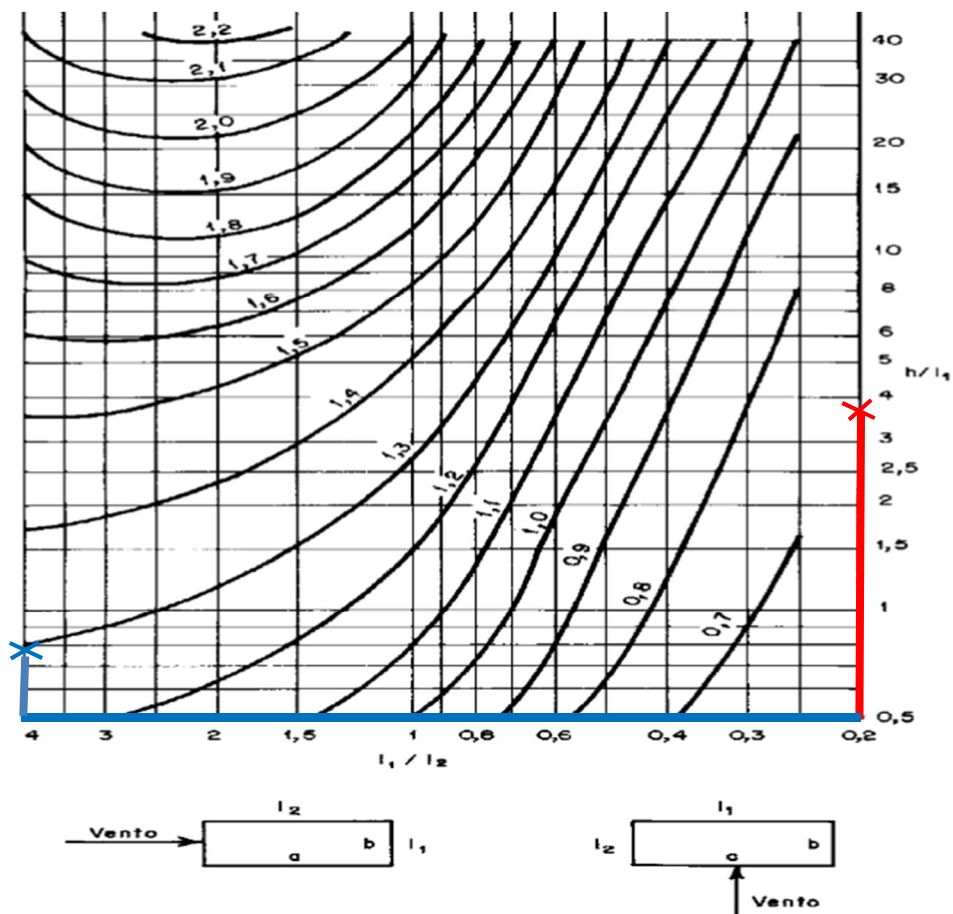
Foram considerados casos de 0, 90, 180 e 270 graus e os coeficientes de arrasto foram determinados conforme figura 6, chegando a valores de 0,7 para vento perpendicular à menor dimensão e 1,3 na maior dimensão. No quadro 4, estão apresentados os valores utilizados para obtenção dos valores de coeficientes de arrasto em cada direção.

Quadro 4 – Valores utilizados para obtenção dos coeficientes de arrasto

	0°, 180°	90°, 270°
h/l_1	$37,1/10 = 3,71$	$37,1/50 = 0,742$
l_1/l_2	$10/50 = 0,2$	$50/10 = 5$

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Figura 6 - Ábaco utilizado para obtenção dos coeficientes de arrasto



(fonte: adaptado da NBR 6123, 1988, p.20)

3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais foi baseado em estimativas preliminares de uso difundido no Brasil. Por tratar-se o cálculo estrutural de um processo iterativo, as fórmulas de pré-dimensionamento têm o objetivo trazer agilidade a esta etapa, resultando em dimensões que, em grande parte dos casos, satisfazem os requisitos estruturais e de serviço.

Para o pré-dimensionamento das lajes, foi utilizado o método apresentado por Pinheiro (2007), conforme equação:

$$h_{est} = (2,5 - 0,1 * n) * \frac{l^*}{100} + c + \emptyset/2 \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

\emptyset = diâmetro da armadura longitudinal da laje;

c = cobrimento nominal da armadura;

n = número de bordas engastadas;

l^* = menor valor entre o menor vão da laje e 70% do maior vão.

h_{est} = espessura estimada da laje.

As espessuras mínimas das lajes maciças seguiram os parâmetros descritos na NBR 6118 (ABNT, 2014), que são:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN.

As bordas foram definidas como simplesmente apoiadas quando apoiavam sobre vigas sem lajes adjacentes, enquanto que a condição de engaste foi estabelecida para bordas com lajes adjacentes, contanto que não exista rebaixo e a espessura da laje adjacente não seja inferior em dois ou mais centímetros.

O pré-dimensionamento das vigas foi baseado em relações entre vão (L) e altura (h), sugeridas por Pinheiro (2007), conforme demonstrado no quadro 5:

Quadro 5 – Relação entre vãos e altura de seção para pré-dimensionamento de vigas

Tramos internos	Tramos externos ou vigas biapoiadas	Balanços
$h = L/12$	$h = L/10$	$h = L/5$

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Por fim, para a consideração inicial da área da seção dos pilares, foi necessário definir a área de influência abrangida por cada pilar, estimando uma carga distribuída por área na edificação, que, segundo Araújo (2009), tem valor médio de 12 kN/m² em lajes de piso e 10 kN/m² em lajes de forro em edifícios residenciais. A fórmula para pré-dimensionamento dos pilares, sugerida por Melo (2013), é apresentada a seguir:

$$A_c = \frac{N_d}{\sigma_{id}} * \gamma_{corr} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

A_c = área da seção transversal, em cm²;

N_d = carregamento de cálculo do pilar, em kN;

γ_{corr} = fator de correção para consideração do efeito do momento fletor, demonstrados no quadro 6;

σ_{id} = tensão ideal de cálculo do concreto, em kN/cm²:

$$\sigma_{id} = 0,85 * f_{cd} + \rho * (f_{sd} - 0,85 * f_{cd}) \quad (\text{fórmula 3})$$

ρ = taxa de armadura ($0,4\% \leq \rho \leq 4\%$), sendo adotado um valor de 3%.

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto, em kN/cm².

f_{sd} = tensão no aço para a deformação de 0,2%, em kN/cm².

Quadro 6 – Coeficientes de correção para pré-dimensionamento de pilares

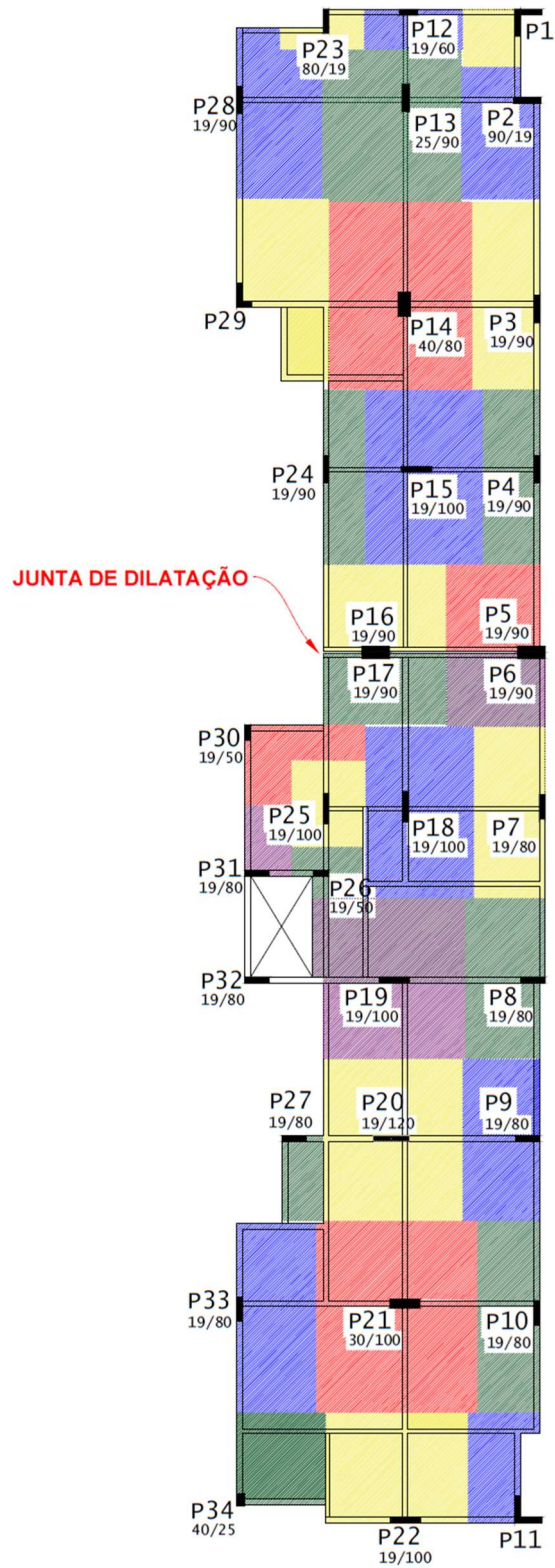
Coeficientes de correção para pré-dimensionamento de pilares - Bacarji (1993)		
Canto	Extremidade	Intermediário
2,5	2,2	1,8

(fonte: baseado em Bacarji, 1993)

Após a definição da área da seção do pilar, respeitando o mínimo de 360 cm² definido em norma, foi fixada uma das dimensões para atendimento das questões arquitetônicas, sendo posteriormente determinada a dimensão restante. Visando economia, não foram utilizadas dimensões menores que 19 centímetros, pois conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), seria necessário a multiplicação das cargas solicitantes nos pilares por um coeficiente adicional de majoração.

Nas imagens abaixo estão demonstradas as áreas de influência dos pilares das duas concepções realizadas em conjunto com quadros de comparação entre as dimensões utilizadas e as dimensões obtidas através do pré-dimensionamento, considerando uma taxa de aço de 3%.

Figura 7 - Área de influência dos pilares do pavimento tipo da concepção 1



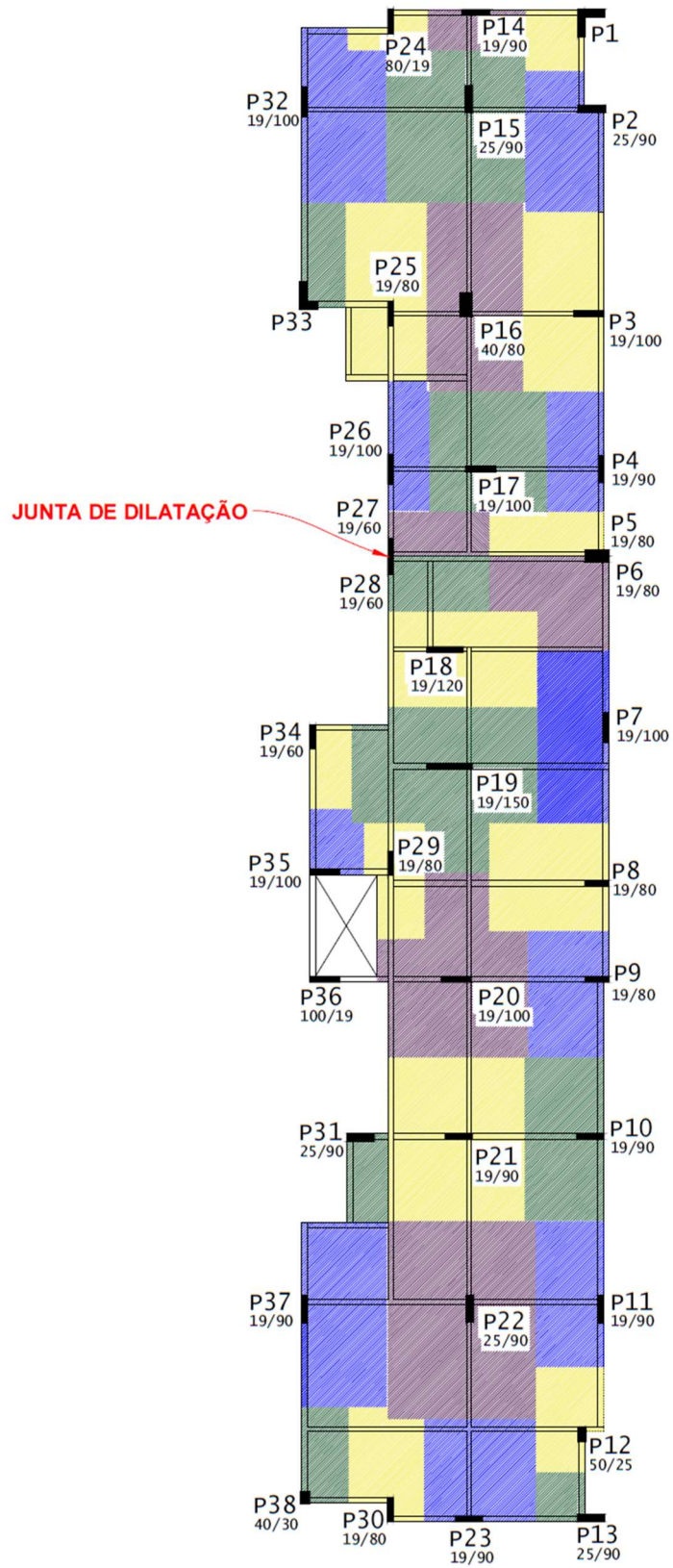
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Quadro 7 – Comparação entre as dimensões obtidas através de pré-dimensionamento e as dimensões utilizadas em projeto

Pilar	Tipo	Y	Carga distribuída (kN/m ²) x 14 pavimentos	Área de influência (m ²)	b,calc (cm)	a,calc (cm)	b,util (cm)	a,util (cm)
P1	Canto	2,5	168,00	3,62	19,00	24,00	L 90x90x19x19	
P2	Extremidade	2,2	168,00	10,90	19,00	63,00	19,00	90,00
P3	Extremidade	2,2	168,00	14,00	19,00	81,00	19,00	90,00
P4	Extremidade	2,2	168,00	11,00	19,00	64,00	19,00	90,00
P5	Canto	2,5	168,00	9,00	19,00	59,00	19,00	90,00
P6	Canto	2,5	168,00	7,94	19,00	52,00	19,00	90,00
P7	Extremidade	2,2	168,00	13,42	19,00	78,00	19,00	80,00
P8	Extremidade	2,2	168,00	13,72	19,00	79,00	19,00	80,00
P9	Extremidade	2,2	168,00	13,84	19,00	80,00	19,00	80,00
P10	Extremidade	2,2	168,00	13,25	19,00	77,00	19,00	80,00
P11	Canto	2,5	168,00	6,85	19,00	45,00	L 90x90x25x25	
P12	Extremidade	2,2	168,00	4,40	19,00	26,00	19,00	60,00
P13	Interno	1,8	168,00	23,30	19,00	110,00	25,00	90,00
P14	Interno	1,8	168,00	29,72	19,00	140,00	40,00	80,00
P15	Interno	1,8	168,00	22,71	19,00	107,00	19,00	100,00
P16	Extremidade	2,2	168,00	11,72	19,00	68,00	19,00	90,00
P17	Extremidade	2,2	168,00	9,60	19,00	56,00	19,00	90,00
P18	Interno	1,8	168,00	20,50	19,00	97,00	19,00	100,00
P19	Interno	1,8	168,00	25,22	19,00	119,00	19,00	100,00
P20	Interno	1,8	168,00	24,86	19,00	117,00	19,00	120,00
P21	Interno	1,8	168,00	34,00	19,00	160,00	30,00	100,00
P22	Extremidade	2,2	168,00	17,30	19,00	100,00	19,00	100,00
P23	Extremidade	2,2	168,00	2,76	19,00	19,00	19,00	80,00
P24	Extremidade	2,2	168,00	8,12	19,00	47,00	19,00	90,00
P25	Interno	1,8	168,00	7,00	19,00	33,00	19,00	100,00
P26	Interno	1,8	168,00	3,70	19,00	19,00	19,00	50,00
P27	Canto	2,5	168,00	3,85	19,00	26,00	19,00	80,00
P28	Extremidade	2,2	168,00	15,00	19,00	87,00	19,00	90,00
P29	Canto	2,5	168,00	15,00	19,00	98,00	L 90x50x19x19	
P30	Canto	2,5	168,00	7,00	19,00	46,00	19,00	50,00
P31	Canto	2,5	168,00	3,60	19,00	24,00	19,00	80,00
P32	Canto	2,5	168,00	1,00	19,00	19,00	19,00	80,00
P33	Extremidade	2,2	168,00	16,50	19,00	95,00	19,00	80,00
P34	Canto	2,5	168,00	9,00	19,00	59,00	25,00	40,00

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Figura 8 - Área de influência dos pilares do pavimento tipo da concepção 2



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Quadro 8 – Comparação entre as dimensões obtidas através de pré-dimensionamento e as dimensões utilizadas em projeto

Pilar	Tipo	Y	Carga distribuída (kN/m ²) x 14 pavimentos	Área de influência (m ²)	b,calc (cm)	a,calc (cm)	b,util (cm)	a,util (cm)
P1	Canto	2,5	168,00	3,50	19,00	23,00	L 90x90x25x25	
P2	Extremidade	2,2	168,00	12,10	19,00	70,00	25,00	90,00
P3	Extremidade	2,2	168,00	15,90	19,00	92,00	19,00	100,00
P4	Extremidade	2,2	168,00	7,80	19,00	45,00	19,00	90,00
P5	Canto	2,5	168,00	5,50	19,00	36,00	19,00	80,00
P6	Canto	2,5	168,00	10,33	19,00	68,00	19,00	80,00
P7	Extremidade	2,2	168,00	13,50	19,00	78,00	19,00	100,00
P8	Extremidade	2,2	168,00	14,20	19,00	82,00	19,00	80,00
P9	Extremidade	2,2	168,00	10,82	19,00	63,00	19,00	80,00
P10	Extremidade	2,2	168,00	14,16	19,00	82,00	19,00	90,00
P11	Extremidade	2,2	168,00	10,80	19,00	63,00	19,00	90,00
P12	Extremidade	2,2	168,00	7,12	19,00	41,00	25,00	50,00
P13	Canto	2,5	168,00	2,60	19,00	19,00	25,00	90,00
P14	Extremidade	2,2	168,00	4,72	19,00	28,00	19,00	90,00
P15	Interno	1,8	168,00	23,20	19,00	110,00	25,00	90,00
P16	Interno	1,8	168,00	19,90	19,00	94,00	40,00	80,00
P17	Interno	1,8	168,00	15,50	19,00	73,00	19,00	100,00
P18	Interno	1,8	168,00	15,60	19,00	74,00	19,00	120,00
P19	Interno	1,8	168,00	26,40	19,00	125,00	19,00	150,00
P20	Interno	1,8	168,00	23,87	19,00	113,00	19,00	100,00
P21	Interno	1,8	168,00	24,40	19,00	115,00	19,00	90,00
P22	Interno	1,8	168,00	32,00	19,00	151,00	25,00	90,00
P23	Extremidade	2,2	168,00	12,50	19,00	72,00	19,00	90,00
P24	Extremidade	2,2	168,00	2,80	19,00	19,00	19,00	80,00
P25	Interno	1,8	168,00	15,84	19,00	75,00	19,00	80,00
P26	Extremidade	2,2	168,00	5,95	19,00	35,00	19,00	100,00
P27	Canto	2,5	168,00	4,96	19,00	33,00	19,00	60,00
P28	Canto	2,5	168,00	6,20	19,00	41,00	19,00	60,00
P29	Interno	1,8	168,00	6,80	19,00	32,00	19,00	80,00
P30	Extremidade	2,2	168,00	8,20	19,00	48,00	19,00	80,00
P31	Canto	2,5	168,00	3,92	19,00	26,00	25,00	90,00
P32	Extremidade	2,2	168,00	15,24	19,00	88,00	19,00	100,00
P33	Canto	2,5	168,00	5,10	19,00	34,00	L 90x60x25x25	
P34	Canto	2,5	168,00	3,86	19,00	26,00	19,00	60,00
P35	Canto	2,5	168,00	3,72	19,00	25,00	19,00	100,00
P36	Canto	2,5	168,00	1,00	19,00	19,00	19,00	100,00
P37	Extremidade	2,2	168,00	17,22	19,00	99,00	19,00	90,00
P38	Canto	2,5	168,00	5,02	19,00	33,00	30,00	40,00

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

3.4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GLOBAL

Os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura provocam amplificação dos esforços atuantes através dos efeitos de segunda ordem, sendo necessária a avaliação da magnitude do acréscimo das solicitações e, caso verificada importante modificação, devem ser obrigatoriamente considerados no dimensionamento. As normas de diversos países, pretendendo a utilização de critérios seguros e de implementação simples, apresentam em seus textos índices que avaliam as estruturas quanto aos efeitos de segunda ordem, classificando-as como de nós fixos ou nós móveis.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), na seção 15.5, define dois parâmetros para classificação das estruturas quanto à influência dos esforços de segunda ordem global em relação aos de primeira ordem, possibilitando a dispensa de cálculo rigoroso para estruturas de nós fixos.

O parâmetro de instabilidade alfa trata-se da abordagem mais simples, onde a partir da definição da rigidez de um pilar equivalente, engastado na base e livre no topo, são feitas relações com a carga vertical total atuante com seu valor característico e a altura da edificação para comparação com valores limites. Conforme item 15.5.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o parâmetro alfa só pode ser utilizado para avaliação de estruturas reticuladas simétricas, não sendo aplicável dessa forma, na maioria dos casos.

O coeficiente gama-z, além de classificar a estrutura quanto à sua sensibilidade aos efeitos de segunda ordem, também pode ser utilizado para majoração dos esforços de primeira ordem por $0,95 * \gamma_z$ para situações em que a amplificação das solicitações seja no máximo igual a 30%. A expressão para cálculo do gama-z é demonstrada abaixo:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)} \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem;

$M_{1,tot,d}$ = soma dos momentos de todas as forças horizontais atuantes em relação a base da estrutura.

O cálculo do coeficiente é realizado através de análise linear de primeira ordem, ou seja, partindo da configuração indeformada, para cada caso de carregamento, porém são adotados valores de rigidez para os elementos estruturais que tratam de forma aproximada a não linearidade física do concreto armado, levando em conta especialmente os efeitos da fissuração. Nesta aproximação reduz-se a rigidez das vigas e lajes em 60% e 70% respectivamente, por serem elementos que são solicitados principalmente à flexão facilitando o surgimento de fissuras, enquanto que para os pilares, que em sua maioria possuem esforços de compressão como predominantes, a rigidez é reduzida em 20%.

No cálculo dos momentos de 1ª ordem, são consideradas todas as forças horizontais atuantes na estrutura, sendo realizada a verificação da necessidade de consideração das imperfeições geométricas globais, que segundo o item 11.3.3.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), podem ser desconsiderados caso tenham intensidade inferior a 30% da ação do vento. Nos casos em que vento e desaprumo, não possuam discrepância maior que 70% em sua intensidade, devem ser analisados em conjunto, admitindo-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

O *software* TQS, avaliando as relações entre estas duas ações sugere um aumento no coeficiente de arrasto nas direções em que o desaprumo deve ser considerado, sendo necessário dessa forma, um reprocessamento da estrutura com os novos valores. Nas concepções avaliadas, o desaprumo teve que ser considerado em conjunto com o vento atuando na direção da menor dimensão da edificação, pois nesse sentido existe uma área de contato relativamente menor com as forças de arrasto à medida que as cargas verticais seguem com a mesma intensidade.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também cita que na avaliação do comportamento global da estrutura é permitido usar o módulo de elasticidade tangente, pois neste caso existem regiões significativas da estrutura em que as tensões são menores de 30% do f_{ck} e porque nestas situações uma parte das ações é usualmente dinâmica de curta duração, para as quais o concreto tem uma resposta mais rígida.

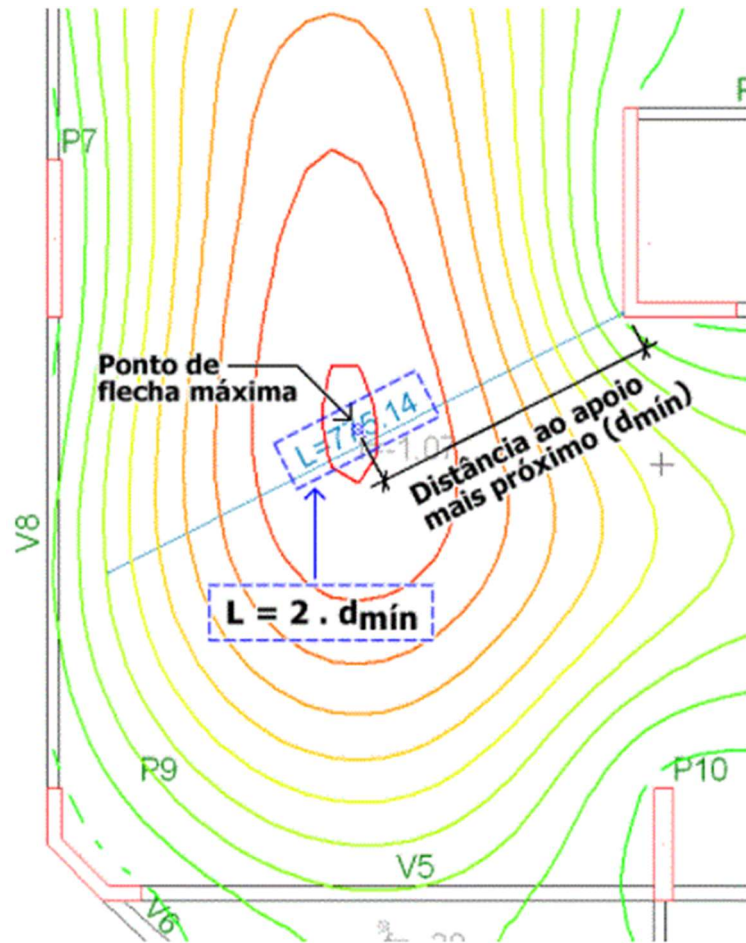
O segundo critério relativo ao comportamento global a ser analisado trata-se do movimento lateral da edificação, com limitações definidas na tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) em $H/1700$ na altura total da estrutura e $H/850$ entre pavimentos provocados pela ação do vento em combinação frequente, desconsiderando as ações verticais. Neste caso não é necessária a consideração da não-linearidade física do material, sendo utilizadas as rigidezes brutas para obtenção dos deslocamentos. No *software* TQS, devido ao critério de consideração das imperfeições geométricas, o desaprumo global é incluído no cálculo do deslocamento horizontal do edifício, porém, segundo o item 11.3.3.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) não é necessária a consideração do desaprumo para os Estados Limites de Serviço.

3.5 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Após a análise do comportamento global, inicia-se a verificação local dos elementos da estrutura, sendo um dos pontos a ser analisado o desempenho da estrutura em relação aos deslocamentos causados pelas combinações de cargas características. A NBR 6118 (ABNT, 2014) limita, em sua tabela 13.3, tais deslocamentos à $L/250$, em combinação quase-permanente, para questões de aceitabilidade sensorial e o menor valor entre $L/500$, 10 mm e ângulo de 0,0017 radianos, em elementos que sustentem paredes de alvenaria, caixilhos e revestimentos, considerando as deformações após sua instalação.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) cita no item 13.3 que o vão a ser utilizado na análise é a distância entre apoios indeslocáveis para elementos suportados em ambas extremidades e o dobro do vão quando se trata de balanços. Como na prática, existem diversas solicitações assimétricas atuando na estrutura e observando que os limites de flecha referem-se a inclinações, seguindo recomendações de Silva (2011), o vão utilizado para análise foi o dobro da distância entre o ponto de deslocamento máximo e o apoio indeformável mais próximo, conforme demonstrado na figura 9. Considerando que na estrutura em questão os únicos elementos indeslocáveis dos pavimentos são os pilares, eles foram utilizados como referência para obtenção do vão teórico, tanto na análise de lajes como de vigas.

Figura 9 - Apoios indeslocáveis para determinação de flechas



(fonte: adaptado de TQS DOCS, 2021)

Para a análise de flechas ativas, optou-se por utilizar recurso disponível no *software* TQS, onde é realizada análise de grelha não-linear, que considera de forma refinada a não-linearidade física do concreto armado através de relações momento-curvatura, ou seja, considerando variações de rigidez à medida em que a estrutura é solicitada a partir de arranjos pré-determinados de armadura.

Nesta situação, o carregamento é dividido em incrementos que são aplicados em sequência, determinando a variação dos esforços conforme a rigidez relativa dos elementos se altera e determinando o momento em que os elementos fissuram, possibilitando dessa forma uma análise mais próxima do comportamento real da estrutura.

3.6 COMPARAÇÃO ENTRE CONCEPÇÕES

Após a modelagem e análise das duas concepções, foram extraídos os dados de comportamento global e consumo de materiais informados pelo *software* TQS, resumidos nos quadros 9 e 10 e, à procura da concepção mais econômica, utilizou-se como referência a tabela SINAPI para orçamentação. Devido a grande variação nos preços ocorrida nos últimos dois anos, foram extraídos os custos unitários da SINAPI de julho de 2021 e de julho de 2019, conforme quadro 11.

Quadro 9 – Resultados da análise de comportamento global das concepções 1 e 2 com junta de dilatação

COMPORTAMENTO GLOBAL		
Parâmetros globais	Concepção 1	Concepção 2
Gamma z em x	1,09	1,06
Gamma z em y	1,07	1,08
Deslocamento horizontal em x	0,60	0,65
Deslocamento horizontal em y	2,23	2,42
Deslocamento horizontal limite	2,65	

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Quadro 10 – Comparação de consumo de materiais das concepções 1 e 2 com junta de dilatação

CONSUMO DE MATERIAIS		
Material	Concepção 1	Concepção 2
Concreto (m ³)	1.448,51	1.447,20
Fôrmas - lajes (m ²)	6.680,00	6.646,43
Fôrmas - pilares (m ²)	3.710,32	4.010,41
Fôrmas - vigas (m ²)	5.488,36	5.122,22
Aço - lajes (kg)	60.344,00	62.543,00
Aço - pilares (kg)	32.788,00	31.366,00
Aço - vigas (kg)	50.979,00	53.432,00
Custo total (07/2021)	R\$ 3.671.610,50	R\$ 3.703.245,79
Custo total (07/2019)	R\$ 2.285.800,20	R\$ 2.292.898,52

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Através da comparação entre as duas concepções é possível observar que as duas apresentam resultados de consumo de materiais muito próximos. A concepção 1 apresenta consumos de aço comparativamente menores nas vigas e lajes, apesar de possuir vãos médios menores que a concepção 2. A causa disso está na diferença de rigidez relativa entre os elementos e na influência do posicionamento dos pilares na distribuição de esforços. A concepção 1 apresentou

uma taxa de consumo de aço de 99,5 kg por m³ de concreto, enquanto a concepção 2 resultou em taxa de 101,8 kg/m³, sendo ambas coerentes com valor de referência proposto por Bastos (2006) de 100 kg/m³.

Comparativamente, as duas concepções apresentaram comportamentos muito próximos em relação a estabilidade global, porém os valores de gamma z foram maiores em direções distintas. Isto pode ser explicado através de uma análise da formulação deste coeficiente, que tem como objetivo a comparação entre momentos de primeira ordem e de segunda ordem atuantes na estrutura, buscando trazer uma igualdade na avaliação das direções observadas.

Pode-se observar que o maior valor das forças de arrasto, atuantes na face de maior dimensão da edificação, é sempre combatido pelos pórticos que estão distribuídos no sentido da menor dimensão da estrutura, que tem maior probabilidade de serem menos rígidos, portanto mais deslocáveis, o contrário acontece na outra direção. Partindo desse pressuposto, o gamma z procura traduzir a resposta de cada direção da estrutura de forma a destacar sua rigidez, ou seja, sua relação entre esforços aplicados e deslocamentos. A observação isolada destes fatores pode não ser coerente com as respostas deste coeficiente em muitos casos.

Quadro 11 – Preços unitários utilizados no orçamento

Item	Unidade	Custo unitário (07/2021)	Custo unitário (07/2019)
Fôrma de viga, escoramento metálico, pé-direito simples (8 utilizações)	m ²	R\$ 93,23	R\$ 79,06
Fôrma de pilares, pé direito simples (8 utilizações)	m ²	R\$ 55,32	R\$ 45,70
Fôrma de lajes, pé-direito simples (8 utilizações)	m ²	R\$ 27,16	R\$ 20,88
Armação de viga/pilar	kg	R\$ 13,39	R\$ 6,25
Armação de laje	kg	R\$ 16,76	R\$ 7,77
Concreto Fck = 30 MPa	m ³	R\$ 418,00	R\$ 355,00
Concreto Fck = 35 MPa	m ³	R\$ 442,00	R\$ 380,00

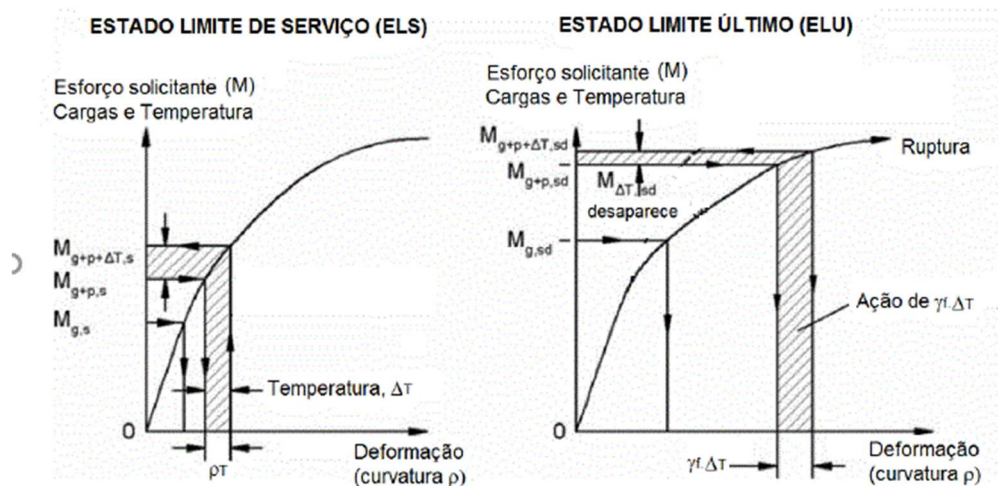
(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Após a constatação de que a concepção 1 obteve resultados mais vantajosos do ponto de vista econômico e observando que os pavimentos-tipo da edificação possuem grandes aberturas nas lajes que reduziriam a transmissão de esforços térmicos e de retração, optou-se por analisar uma alternativa desta concepção sem junta de dilatação. Os esforços de variação de temperatura

foram parametrizados pelo item 11.4.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) que prescreve que elementos cuja menor dimensão não supere 50 cm, deve ser considerada oscilação uniforme de temperatura em torno de 10 °C a 15 °C, sendo, neste caso, considerada variação de 15 °C. No TQS, a retração deve ser considerada como uma carga equivalente de variação de temperatura. Considerando que, conforme o item 11.3.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), é permitido utilizar-se um valor final de retração ($\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$) de -15×10^{-5} para elementos estruturais de dimensões usuais e que o valor do coeficiente de dilatação térmica do concreto é de $10^{-5} / ^\circ\text{C}$, a carga equivalente utilizada na análise foi de uma variação de temperatura de 15 °C.

Conforme quadro 12, pode-se observar um aumento considerável na taxa de aço da estrutura, principalmente nas lajes e vigas, o que tornaria inviável sua execução. Porém, conforme Laranjeiras (2017), a superposição de ações diretas e indiretas deve levar em consideração a não linearidade de comportamento da estrutura, à medida que a fissuração tem papel importante neste caso, pois o surgimento de fissuras causa dissipação das tensões de tração, fazendo que tenham influência muito pequena na segurança ao Estado Limite Último, conforme demonstrado na figura 10. Portanto, as solicitações de tração provenientes de variação de temperatura e retração não deveriam ser consideradas no Estado Limite Último, mas sim no Estado Limite de Serviço, onde tem grande influência devido à mudança de rigidez dos elementos. Já as tensões de compressão causadas por ações indiretas, que só se reduzem próximo à ruptura com a formação de rótulas plásticas, e os deslocamentos causados nos pilares deveriam ser considerados na verificação do Estado Limite Último.

Figura 10 - Representação da redução da solicitação de esforços de tração devido à variação de temperatura ao passar do ELS para o ELU



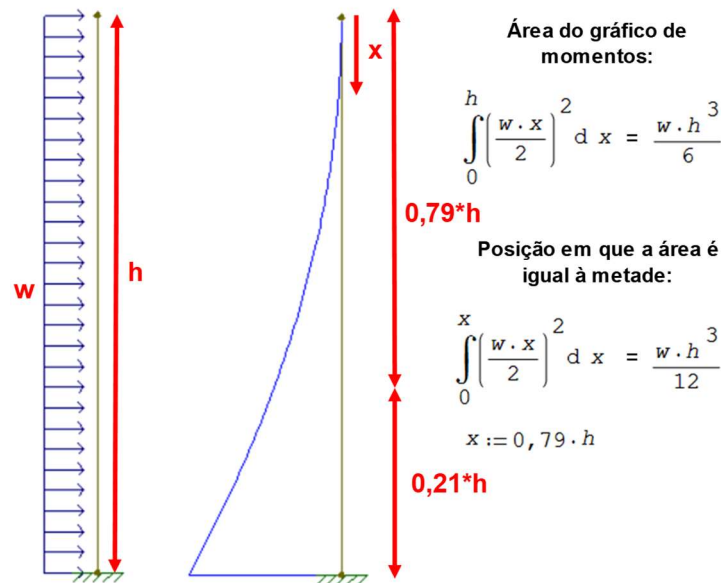
Quadro 12 – Comparação de consumo de materiais da concepção 1 com e sem junta de dilatação

CONSUMO DE MATERIAIS		
Material	Concepção 1 - com junta	Concepção 1 - sem junta
Concreto (m ³)	1.448,51	1.448,35
Fôrmas - lajes (m ²)	6.680,00	6.658,26
Fôrmas - pilares (m ²)	3.710,32	3.562,26
Fôrmas - vigas (m ²)	5.488,36	5.350,02
Aço - lajes (kg)	60.344,00	69.415,00
Aço - pilares (kg)	32.788,00	32.861,00
Aço - vigas (kg)	50.979,00	67.791,00
Custo total (07/2021)	R\$ 3.671.610,50	R\$ 4.027.981,31
Custo total (07/2019)	R\$ 2.285.800,20	R\$ 2.443.594,88

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Seguindo com a concepção 1 com junta de dilatação, pode-se observar que os pilares da estrutura tem solicitação de flexão relativamente alta devido à esbelteza da edificação em uma das direções, e portanto necessitam, em sua maioria, de dimensões maiores do que as previstas em pré-dimensionamento para auxiliar o contraventamento da estrutura. Levando em consideração que as solicitações de momento devido às forças horizontais e de compressão se acumulam nos pavimentos inferiores, principalmente a 20% da altura total da edificação, conforme figura 11, restam seções pouco solicitadas nos pavimentos superiores. Devido a isso, optou-se por analisar a concepção 1 com concreto de fck 30 MPa e com variação de fck, utilizando fck 35 MPa nos cinco primeiros pavimentos e fck 30 MPa no restante da estrutura, obtendo os resultados descritos no quadro 13.

Figura 11 - Distribuição de momentos originados por cargas laterais uniformemente distribuídas em pilar em balanço



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Quadro 13 – Comparação de consumo de materiais da concepção 1 com concretos de diferentes resistências características

CONSUMO DE MATERIAIS			
Material	Concepção 1 - FCK 35	Concepção 1 - FCK 30	Concepção 1 - FCK 30/35
Concreto (m³)	1.448,51	1.448,51	1.448,51
Fôrmas - lajes (m²)	6.680,00	6.680,00	6.680,00
Fôrmas - pilares (m²)	3.710,32	3.710,32	3.710,32
Fôrmas - vigas (m²)	5.488,36	5.488,36	5.488,36
Aço - lajes (kg)	60.344,00	58.224,00	59.118,00
Aço - pilares (kg)	32.788,00	39.984,00	32.692,00
Aço - vigas (kg)	50.979,00	51.792,00	51.468,00
Custo total (07/2021)	R\$ 3.671.610,50	R\$ 3.708.555,57	R\$ 3.631.990,04
Custo total (07/2019)	R\$ 2.285.800,20	R\$ 2.283.171,30	R\$ 2.088.365,36

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Através dos resultados demonstrados no quadro 13, é possível analisar que a utilização de fck 30 MPa em toda a estrutura trouxe um aumento substancial no consumo de aço dos pilares, que são majoritariamente solicitados à compressão. Esta solução também trouxe pequenas reduções em relação ao consumo de aço de vigas e lajes, pois a armadura de flexão mínima necessária para concretos de fck 30 MPa é menor do que a mínima necessária para concretos de fck 35 MPa. Deste modo, é possível concluir que alterações geométricas são muito mais efetivas no desempenho de elementos submetidos a esforços majoritários de flexão do que alterações nos

materiais componentes. Observando que a concepção com variação de fck trouxe maior economia, esta concepção foi a escolhida para dar continuidade ao projeto.

4 ANÁLISE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS ISOLADOS

O estudo de modelos complexos tem importante papel no entendimento do comportamento das estruturas e aprofundamento da teoria, porém, na prática do dia a dia, onde a produtividade tem importância significativa, a utilização de modelos simples é eficaz em grande parte dos casos para verificação dos resultados gerados pelo *software*. Neste caso, torna-se relevante ter em mente a ordem de grandeza esperada dos resultados para detecção de erros ou perceber o momento em que é necessária uma análise mais específica. Neste capítulo será abordado o dimensionamento e detalhamento de elementos através de análises simplificadas, partindo do embasamento teórico até a aplicação de exemplos.

4.1 LAJES MACIÇAS

Inicialmente, foram determinadas através de pré-dimensionamento as espessuras das lajes da edificação, limitando a espessura mínima a 10 cm para atendimento dos níveis mínimos de desempenho acústico prescritos pela NBR 15575 (ABNT, 2020). São determinadas as relações entre vãos, para definição do comportamento da laje entre unidirecional e bidirecional, e também são estabelecidas as condições de apoio das bordas. As bordas foram definidas como simplesmente apoiadas quando apoiadas sobre vigas sem lajes adjacentes, enquanto que a condição de engaste foi estabelecida para bordas com lajes adjacentes, contanto que não existisse rebaixo e a espessura da laje adjacente não seja inferior em dois ou mais centímetros.

O dimensionamento inicia pelo Estado Limite de Serviço, pois tende a ser o fator crítico do processo. Primeiramente, é determinada a carga de serviço atuante em combinação quase-permanente:

$$p_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \Psi_{2j} * F_{qj,k} \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

$p_{d,ser}$ = carga de serviço atuante;

$F_{gi,k}$ = valor característico das cargas permanentes;

$F_{qj,k}$ = valor característico das cargas variáveis;

Ψ_{2j} = fator de redução referente às combinações de serviço, valores descritos no quadro 14.

Quadro 14 – Fatores de redução de cargas acidentais em combinações de serviço

CARGAS ACIDENTAIS	Ψ_{2j}
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,6

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Em seguida, determinam-se as propriedades físicas necessárias e os momentos atuantes no regime elástico, que neste caso, foram calculados com base na fórmula a seguir:

$$m_k = \alpha * p_{d,ser} * l^2 \quad (\text{fórmula 6})$$

m_k = momento de serviço atuante na laje;

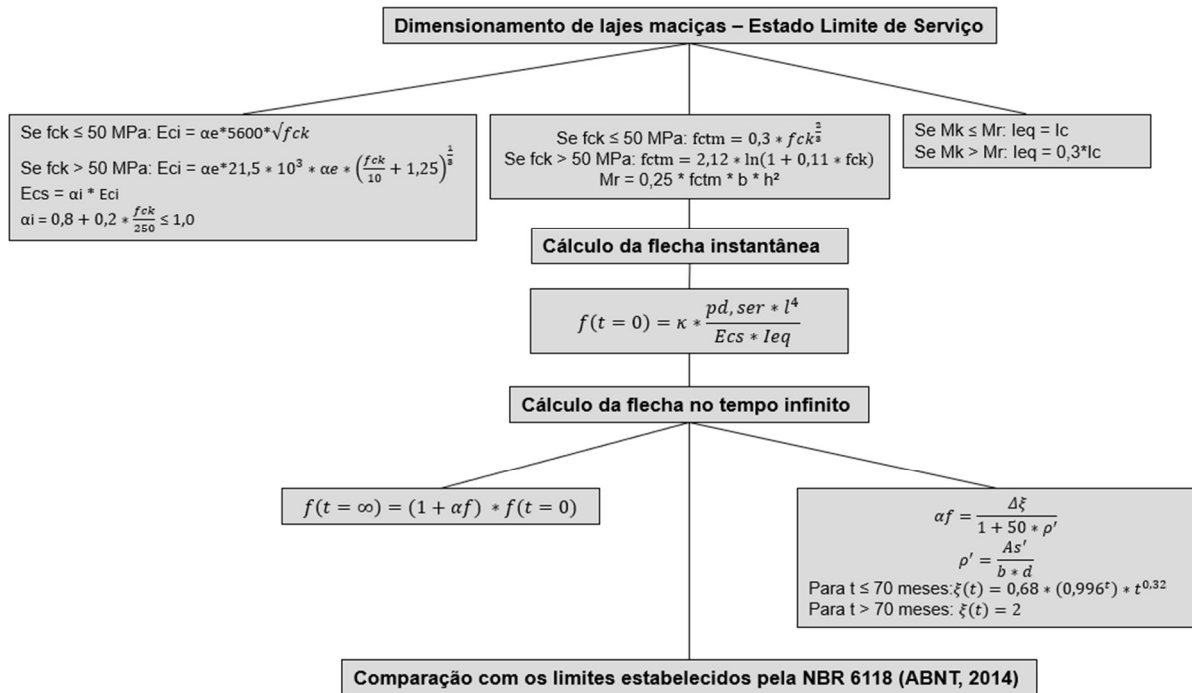
α = coeficiente multiplicador de momentos baseados nas tabelas localizadas no anexo A de Campos Filho (2014);

$p_{d,ser}$ = carga de serviço atuante;

l = menor vão da laje.

Então parte-se para a verificação dos deslocamentos da laje, conforme figura 12:

Figura 12 - Cálculo de flechas em lajes maciças



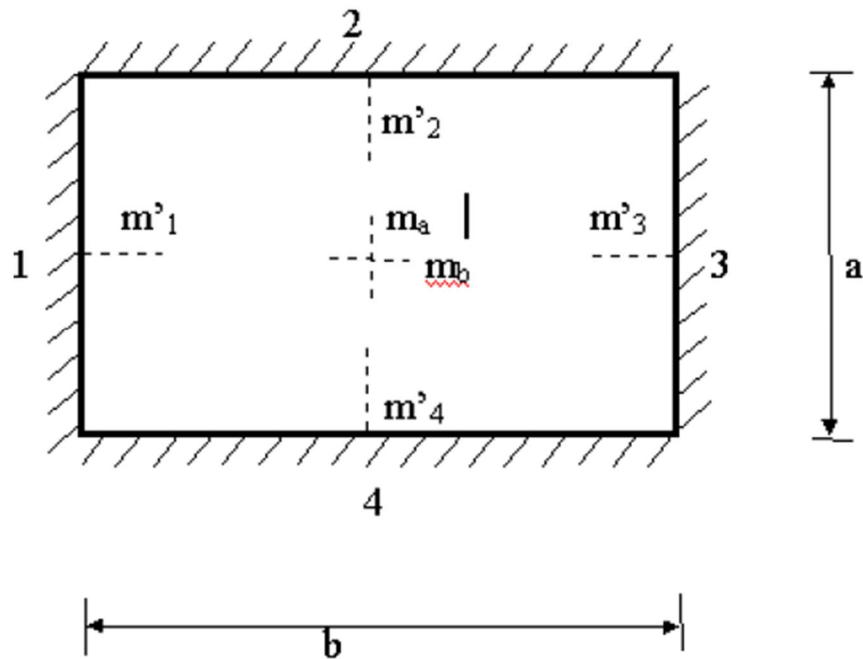
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Os valores dos coeficientes multiplicadores das flechas (κ), foram retirados das tabelas de Campos Filho (2014), contidas no anexo A. Para cálculo do coeficiente das flechas de longa duração (αf), foi considerado o tempo inicial da aplicação das cargas de longa duração igual a um mês e inexistência de armadura de compressão, chegando ao valor de 2,32.

Concluindo a verificação do Estado Limite de Serviço, inicia-se a verificação do Estado Limite Último com a definição dos momentos de cálculo atuantes nas lajes. Esta etapa também foi baseada nos métodos apresentados por Campos Filho (2014), cabendo ressaltar que, devido à utilização de análise no regime plástico para construção do método, ou seja, a distribuição de esforços é analisada com a simulação da formação de rótulas plásticas nas seções críticas, foi necessária a limitação da altura da linha neutra a 25% da altura útil para dispensar a verificação da capacidade de rotação plástica, conforme descrito no item 14.6.4.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Nas bordas engastadas, para simplificação, foi considerado o maior momento negativo entre as lajes adjacentes, seguindo o item 14.7.6.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Conforme figura 13, os lados da laje foram numerados no sentido horário, iniciando por um dos lados menores. Para os graus de engastamento (i_1, i_2, i_3 e i_4) foram adotados valores de 1,5 para as bordas engastadas e 0 para as bordas apoiadas.

Figura 13 - Numeração das bordas da laje



(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 27)

A determinação dos momentos atuantes em lajes bidirecionais com carga uniformemente distribuída depende das relações entre lados, sendo utilizadas nas lajes isótropas, ou seja, com $0,8 \leq a/b \leq 1$, as fórmulas 7 a 9:

$$ar = \frac{2a}{\sqrt{1+i2} + \sqrt{1+i4}} \quad (\text{fórmula 7})$$

$$br = \frac{2b}{\sqrt{1+i1} + \sqrt{1+i3}} \quad (\text{fórmula 8})$$

$$m = p * ar * \frac{br}{8 * \left(1 + \frac{ar}{br} + \frac{br}{ar}\right)} \quad (\text{fórmula 9})$$

Em lajes ortótropas, nas quais $0,5 \leq a/b < 0,8$ é necessário considerar a diferença de rigidez entre os lados, adicionando-se neste caso um coeficiente de ortotropia, substituindo o fator br da fórmula 9 pelo fator br^* , que é calculado conforme equações a seguir:

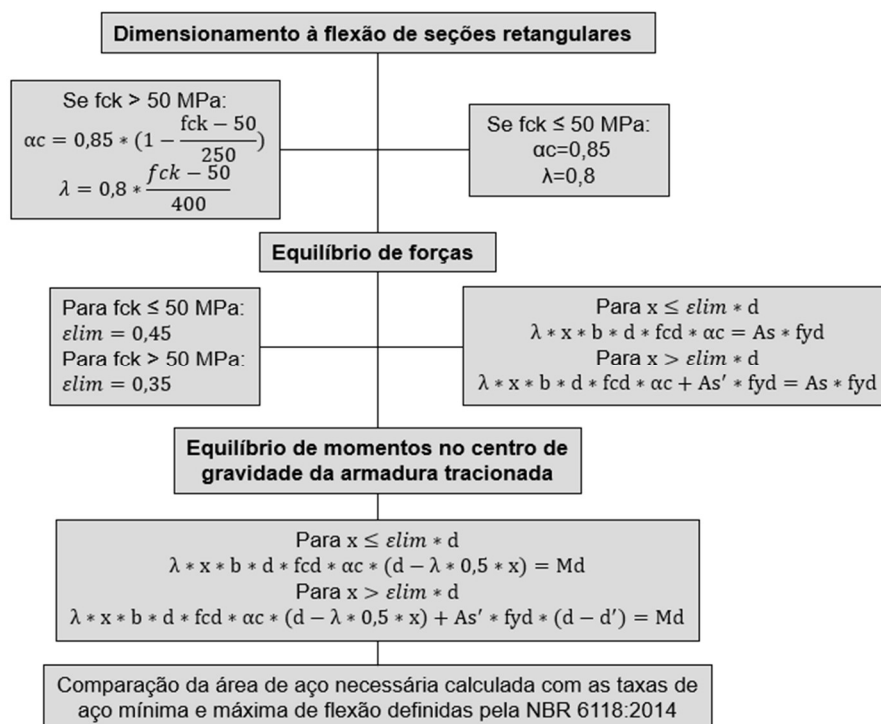
$$\varphi = \frac{12-i2-i4}{12-i1-i3} * \left(\frac{a}{b}\right)^{1,7} \quad (\text{fórmula 10})$$

$$br^* = \frac{br}{\sqrt{\varphi}} \quad (\text{fórmula 11})$$

As lajes unidirecionais, são dimensionadas como vigas e a relação das solicitações para os diferentes esquemas estruturais é apresentada na tabela 4, anexo A. Pode-se observar que os resultados apresentados são muito próximos ao de uma análise linear com redistribuição de 10%.

Com a obtenção das solicitações atuantes, parte-se para a verificação da altura da linha neutra e o dimensionamento das armaduras à flexão, utilizando as fórmulas definidas pela resistência dos materiais, conforme figura 14:

Figura 14 - Dimensionamento de seções retangulares à flexão

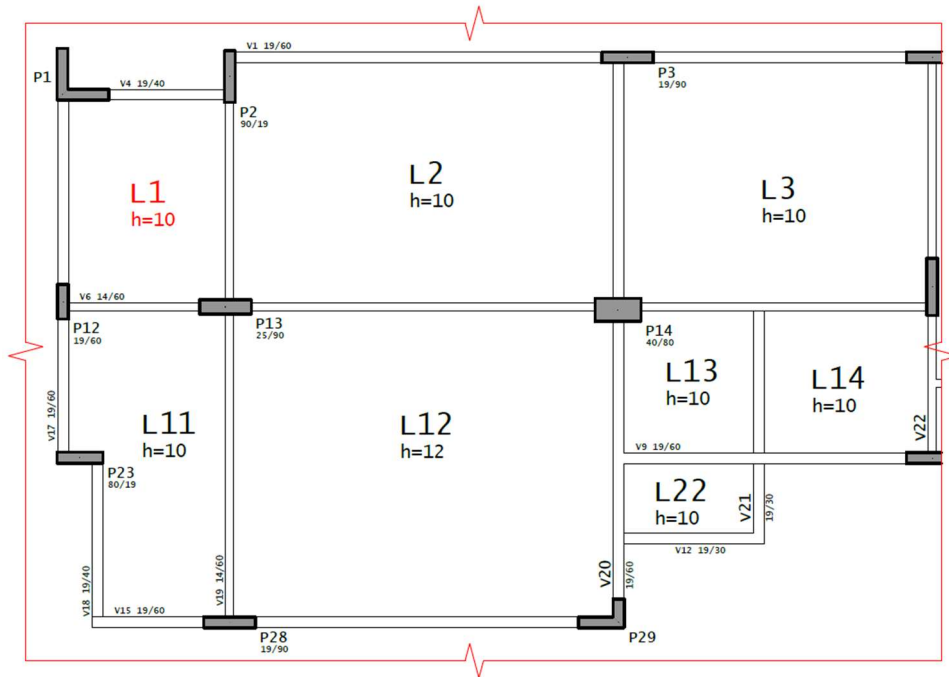


(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

4.1.1 Dimensionamento de lajes maciças

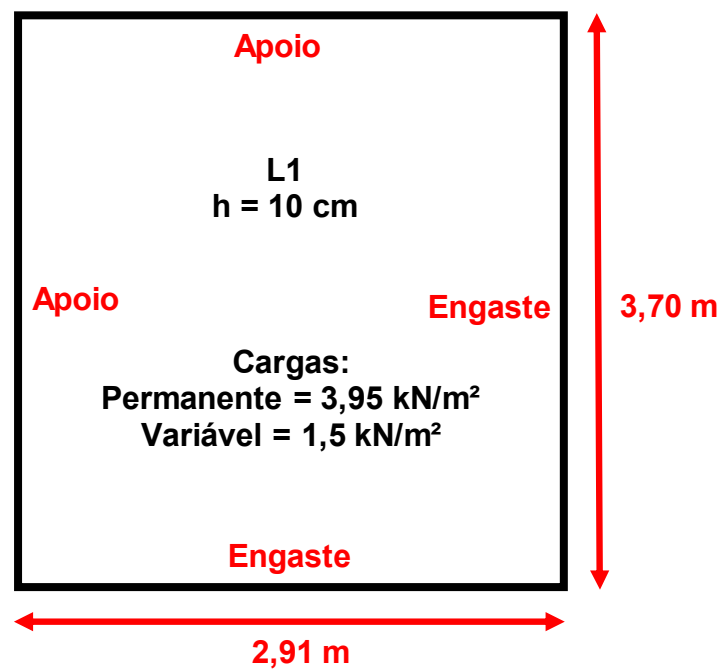
Foram escolhidas duas lajes para dimensionamento e comparação com os resultados fornecidos pelo *software* TQS. A primeira laje é a L1 do sexto pavimento, com localização apresentada na figura 15 e esquema estrutural, dimensões e cargas apresentadas na figura 16.

Figura 15 - Localização da laje L1 do sexto pavimento



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 16 – Esquema estrutural da laje L1 do sexto pavimento

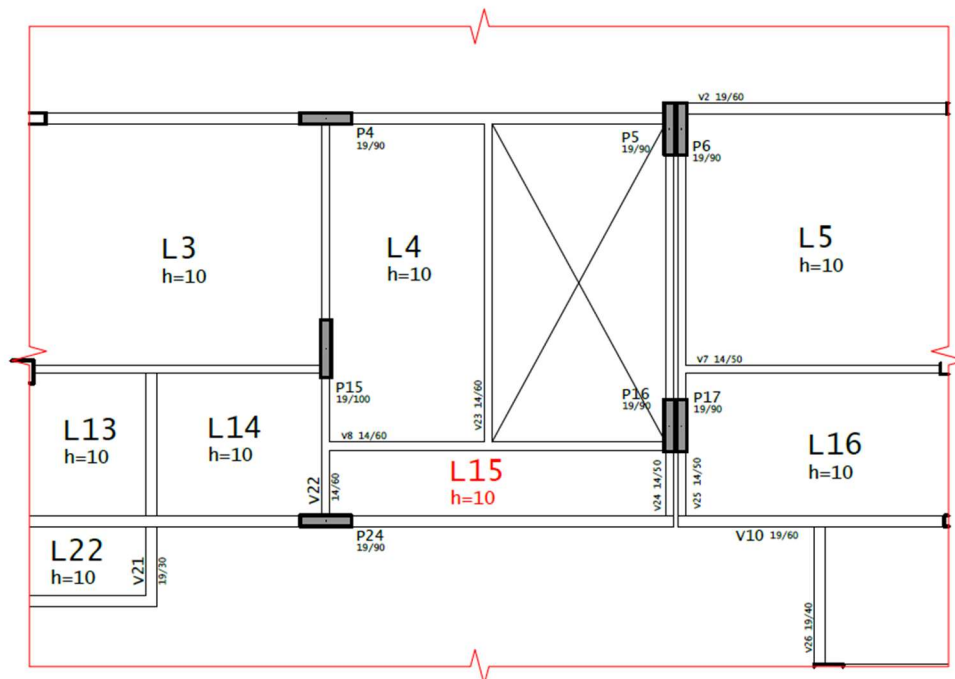


(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

É possível observar que se trata de uma laje bidirecional, com relação a/b de 0,78. As cargas permanentes são compostas por peso próprio, revestimento, forro de gesso em placas e, por critério do autor, peso de instalações complementares. A carga variável é referente a de dormitórios de edificações residenciais descrita na NBR 6120 (ABNT, 2019).

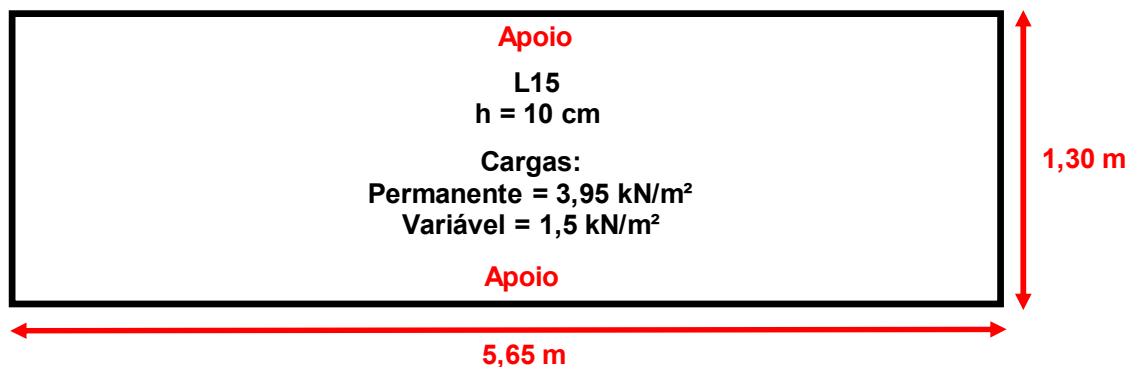
A segunda laje escolhida é a laje L15 do sexto pavimento com localização apresentada na figura 17 e esquema estrutural, dimensões e cargas apresentadas na figura 18.

Figura 17 - Localização da laje L15 do sexto pavimento



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 18 – Esquema estrutural da laje L15 do sexto pavimento



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Trata-se de uma laje unidirecional, com relação a/b de 0,23. As cargas permanentes são compostas por peso próprio, revestimento, forro de gesso em placas e peso de instalações complementares. A carga variável é referente a de áreas comuns de edificações residenciais descrita na NBR 6120 (ABNT, 2019).

Foi realizado o cálculo manual a partir da formulação apresentada anteriormente e a comparação dos resultados está descrita nos quadros 15 e 16. É possível perceber que existem diferenças nos valores apresentados, que se justificam, principalmente pela diferença das condições de contorno, que são muito influentes no comportamento de lajes. Enquanto que o método de Campos Filho foi construído considerando apoios indeslocáveis, a análise por grelhas do *software* TQS considera a rigidez de todos os elementos. Além do mais, diferenças de cargas e vãos entre lajes adjacentes também podem gerar discrepâncias nos resultados.

Quadro 15 – Comparação entre as flechas calculadas pelo método de Campos Filho e os resultados fornecidos pelo TQS

Laje	Fck (MPa)	ψ_{2j}	Flecha ($t=\infty$) (cm)		Diferença percentual
			Campos Filho	TQS	
L1	35,00	0,30	0,09	0,10	10%
L15	35,00	0,30	0,02	0,01	50%

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Quadro 16 – Comparação entre os momentos calculadas pelo método de Campos Filho e os resultados fornecidos pelo TQS

Laje	Ma (kNm/m)		Mb (kNm/m)		M1' (kNm/m)		M2' (kNm/m)		M3' (kNm/)		M4' (kNm/m)	
	Campos Filho	TQS	Campos Filho	TQS	Campos Filho	TQS	Campos Filho	TQS	Campos Filho	TQS	Campos Filho	TQS
L1	1,70	2,28	1,13	1,14	1,70	2,00	7,17	6,85	0,00	0,00	0,00	0,00
L15	0,89	1,00	0,00	0,20	0,00	1,70	3,00	2,28	0,00	2,00	0,00	0,00

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

4.1.2 Detalhamento de lajes maciças

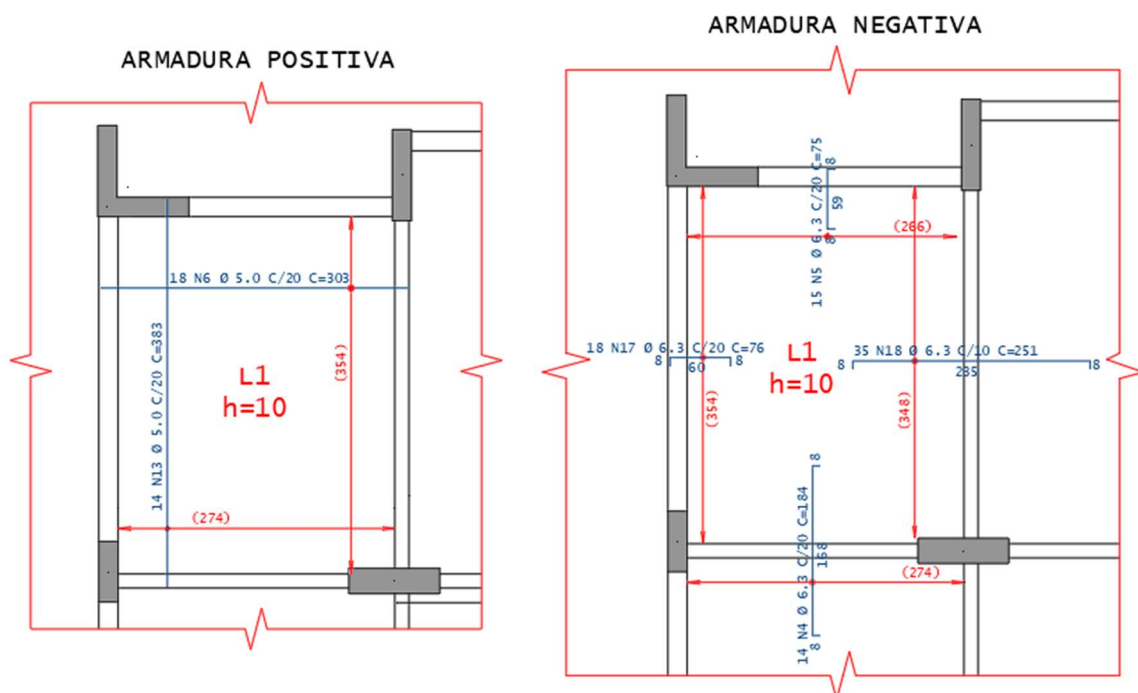
Para o detalhamento das lajes maciças é necessário basear-se nas prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014). Um resumo dos principais parâmetros definidos pela norma é apresentado no quadro 17. O detalhamento resultante das lajes escolhidas para dimensionamento, L1 e L15 do sexto pavimento, é demonstrado nas figuras 19 e 20, respectivamente.

Quadro 17 – Parâmetros da NBR 6118 (ABNT,2014) utilizados para detalhamento de lajes maciças

LAJES MACIÇAS	
Armadura longitudinal	AS mínimo { -unidirecionais (principal) e negativas: $\rho_{\text{mín}} * A_c$ -unidirecionais (secundária) $\geq 0,5 * \rho_{\text{mín}} * A_c$; $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$; $0,2 * A_s$, principal -bidirecionais e borda: $0,67 * \rho_{\text{mín}} * A_c$
	AS máximo = 4% ($A_s + A_s'$)
	Espaçamento máximo entre faces de barras longitudinais: $s \leq$ { -20 cm -33 cm para armadura secundária de lajes unidirecionais -2*espessura da laje
	Prolongar armadura no mínimo 4 cm do eixo teórico dos apoios
	Diâmetro máximo $\leq 1/8 * \text{ espessura da laje}$
	Estender armadura de borda por 15% do comprimento do menor vão da laje a partir da face do apoio
	Em caso de continuidade, estender armadura negativa por 25% do comprimento do maior entre os menores vãos das lajes adjacentes a partir da face do apoio

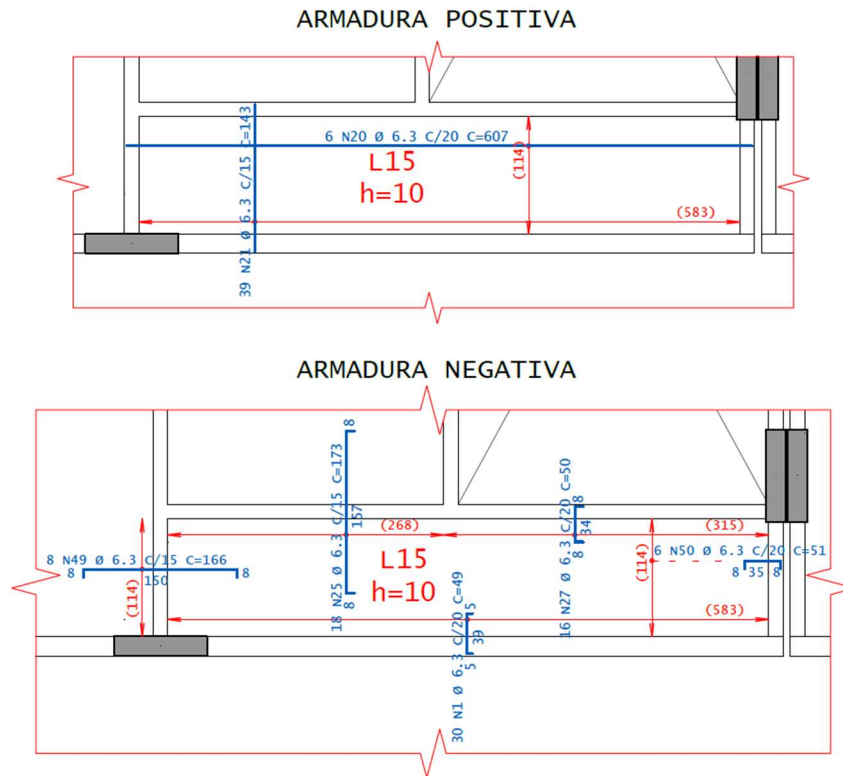
(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Figura 19 – Detalhamento da laje L1 do sexto pavimento



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 20 – Detalhamento da laje L15 do sexto pavimento

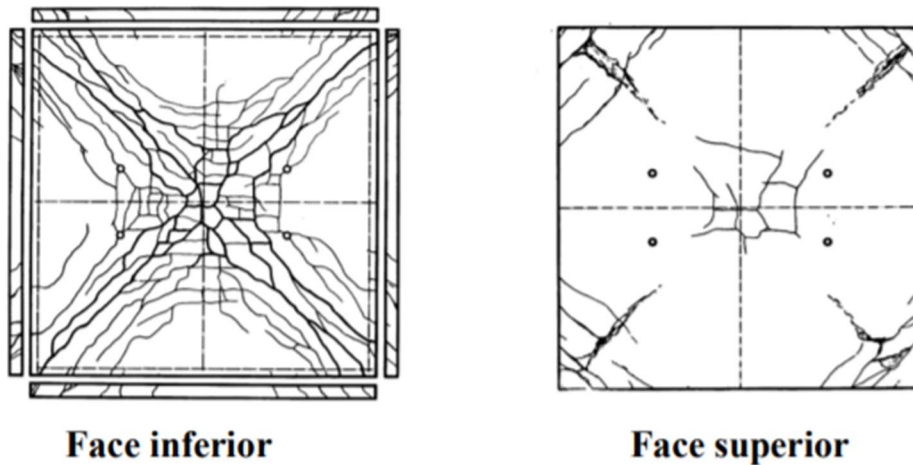


(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

4.2 VIGAS

O dimensionamento das vigas se inicia pela definição das cargas atuantes. Neste caso, a carga proveniente das lajes foi calculada pelo método das charneiras plásticas, referenciado no item 14.7.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que consiste na simulação do momento em que a laje, cercada por apoios indesejáveis, se torna um mecanismo, com a formação de rótulas plásticas, conforme figura 21.

Figura 21– Formação de rótulas plásticas em lajes maciças



(fonte: Thomaz, 2021)

A definição dos apoios em cruzamentos entre vigas é importante para definição do esquema estrutural e cargas atuantes em cada elemento e baseou-se na relação entre a rigidez EI e o vão de cada elemento no ponto de interseção e em suas condições de contorno. Para o dimensionamento das vigas que servem de apoio é necessário, primeiramente, a análise das vigas apoiadas para obtenção das reações de apoio.

Após a definição das cargas, são realizadas as combinações referentes ao Estado Limite Último prescritas na NBR 8681 (ABNT, 2003). O dimensionamento das vigas, ao contrário das lajes, é iniciado pelo Estado Limite Último, pois caso o momento característico atuante, na combinação frequente quando se trata da análise de fissuração ou na combinação quase-permanente na análise de deformações excessivas, seja maior que o momento resistido de fissuração, a armadura utilizada passa a ser um dado necessário na verificação do Estado Limite de Serviço. Por simplificação, as forças de arrasto foram desconsideradas no cálculo manual, pois não seria possível obter sua magnitude analisando os elementos isoladamente.

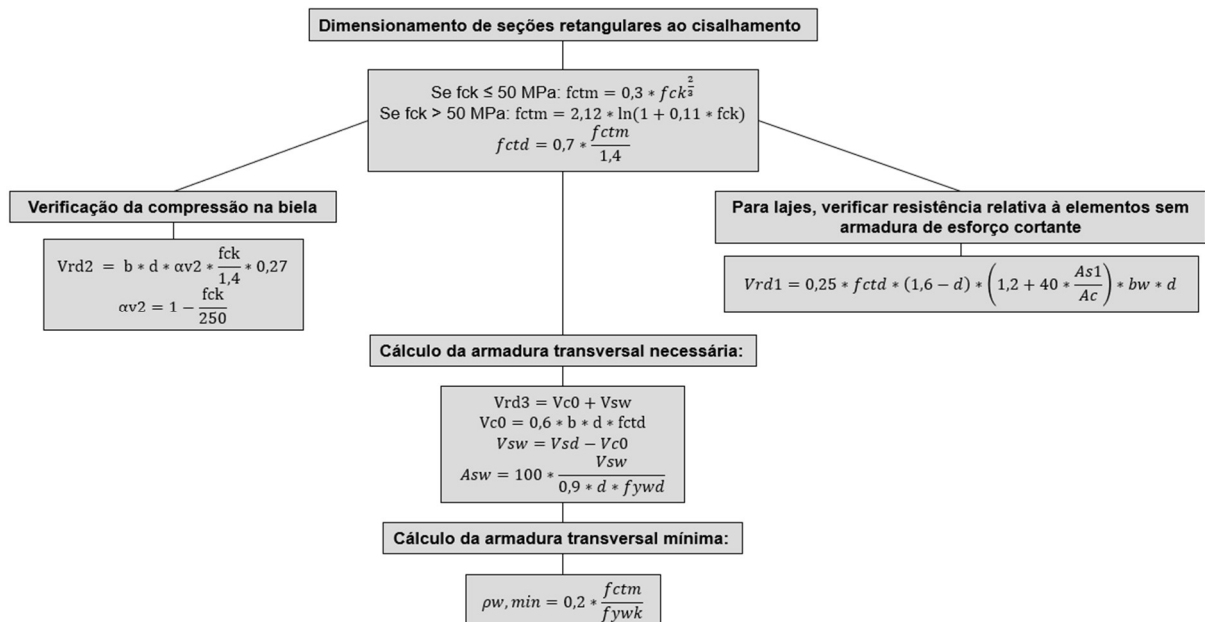
Seguindo as determinações do item 14.6.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise das vigas da edificação foi realizada através do método clássico da viga contínua, com consideração da distribuição dos momentos nos nós extremos de acordo com a rigidez relativa de cada elemento no nó. O momento negativo nos apoios intermediários é considerado com valor absoluto mínimo igual ao momento de engastamento perfeito quando a largura do apoio na direção do eixo da viga for maior que 25% da altura do pilar. Os vãos dos tramos são definidos pela

distância entre as faces externas dos apoios, somados ao menor valor entre a metade da largura do apoio na direção em estudo e 30% da altura seção da viga no nó.

O dimensionamento à flexão foi realizado através das fórmulas deduzidas pela resistência dos materiais, com as limitações provenientes da NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme figura 14. Por simplificação, não foi considerada largura de mesa colaborante na verificação manual das vigas, ao contrário do critério utilizado pelo TQS, pois entende-se que esta etapa tem o objetivo muito mais voltado ao entendimento da distribuição de esforços e definição de ordens de grandeza para comparação com o cálculo computacional, do que a otimização estrutural.

O dimensionamento ao cisalhamento foi realizado conforme apresentado na figura 22, acrescentando que, devido à utilização do modelo de treliça de Morsch, em apoios diretos, a força cortante proveniente de cargas distribuídas é considerada constante no trecho entre o apoio e a uma distância $d/2$ da face do apoio. A força cortante resultante de carga concentrada aplicada a distância (a) menor ou igual a $2d$ do eixo do apoio, pode ser reduzida através de multiplicação pelo fator $a/2d$. Conforme o item 17.4.1.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), estas reduções não são válidas para verificação da resistência à compressão diagonal do concreto.

Figura 22 – Dimensionamento de seções retangulares ao cisalhamento



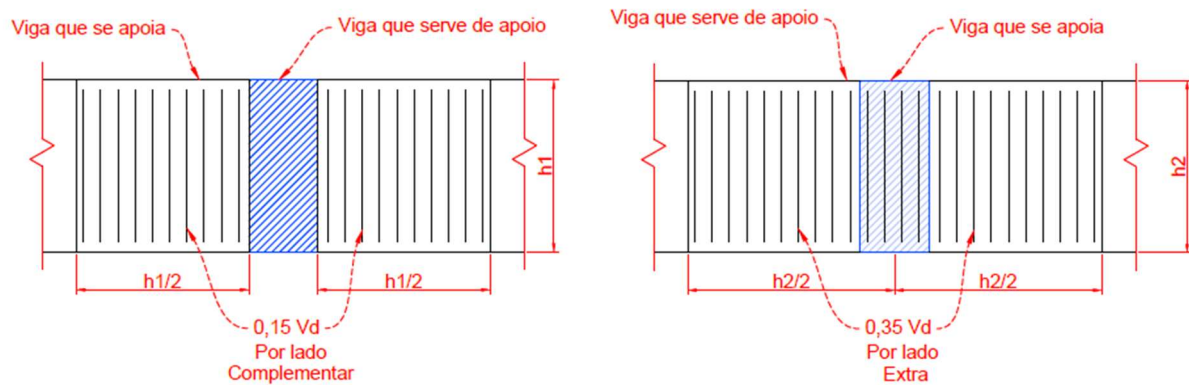
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Nos apoios indiretos é necessário o cálculo da armadura de suspensão. Neste caso o dimensionamento foi balizado nas recomendações de Thomaz (2021), que propõe diferentes

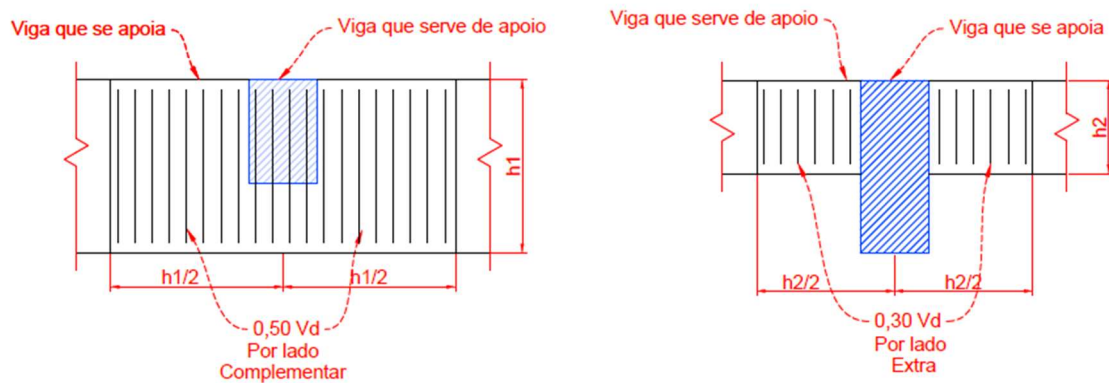
distribuições dos estribos a depender das dimensões e dos níveis das vigas no cruzamento, que são apresentadas na figura 23, sendo que a orientação é de que seja considerada a contribuição do estribo de cisalhamento na armadura de suspensão da viga que se apoia enquanto que seja desconsiderada esta contribuição na viga que serve de apoio, devendo esta ser uma armadura extra neste caso. A justificativa para este tipo de distribuição baseia-se em resultados de ensaios apresentados por Paulay (1975), demonstrados na figura 24.

Figura 23 – Situações de cálculo de armadura de suspensão

CASO 1 - Eixo da viga que se apoia acima ou no mesmo nível do eixo da viga que serve de apoio

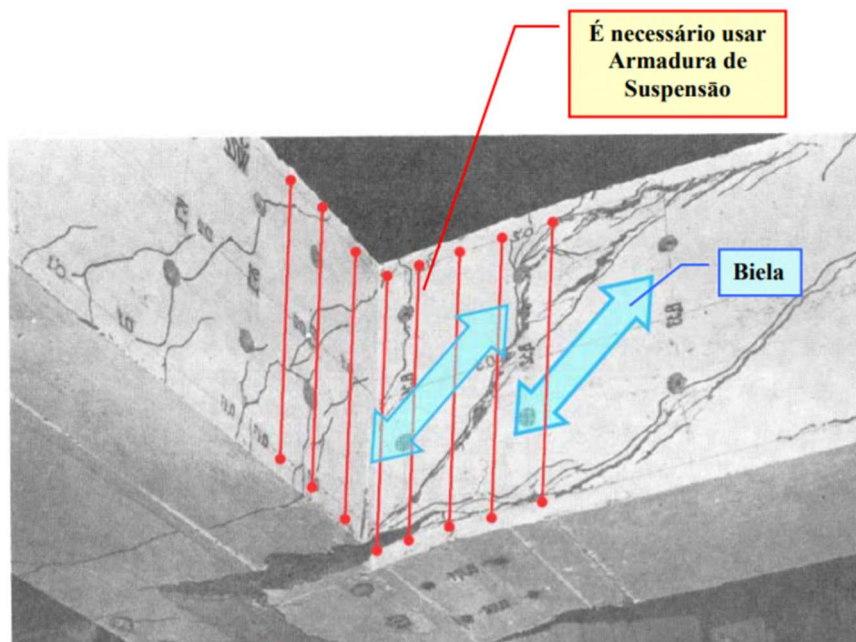


CASO 2 - Eixo da viga que se apoia abaixo do eixo da viga que serve de apoio



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

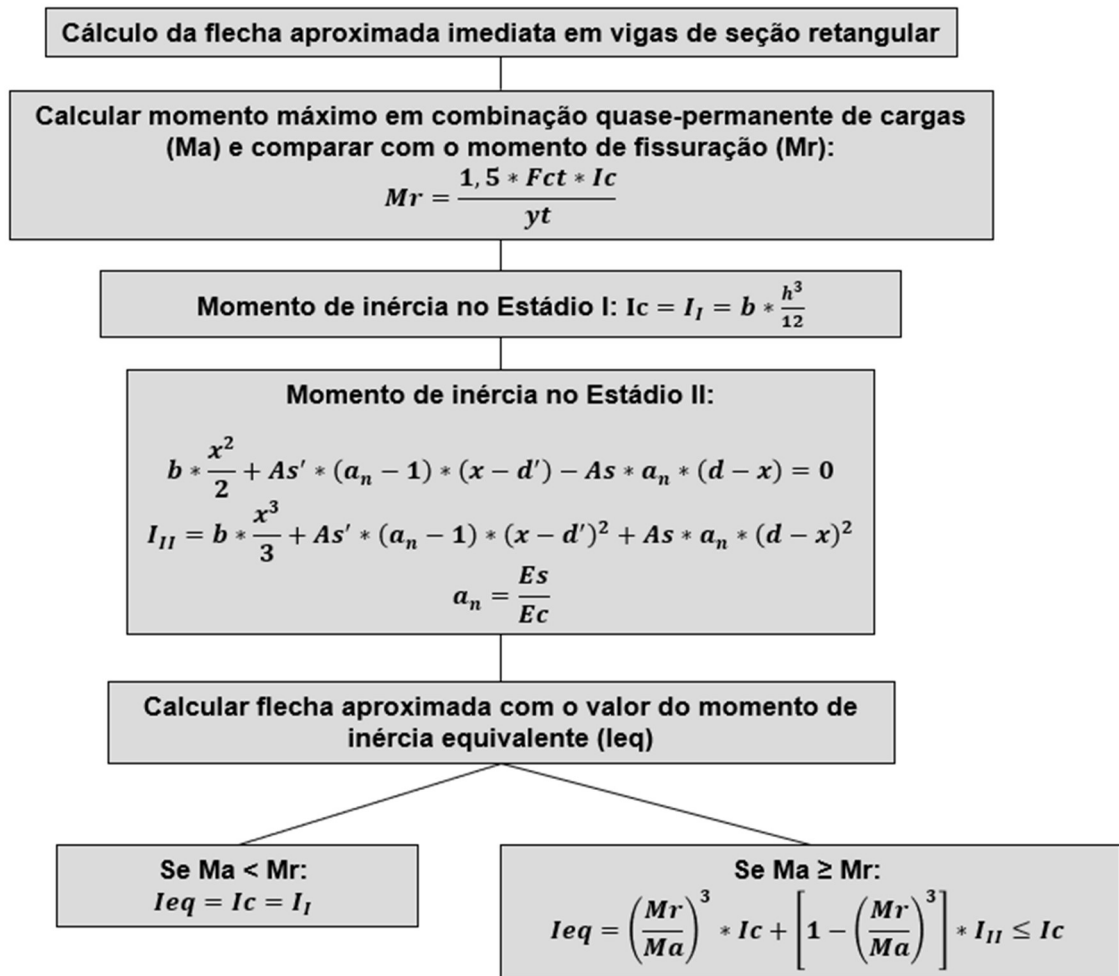
Figura 24 – Fissuração em regiões de encontro entre vigas com quantidade insuficiente de armadura de suspensão



(fonte: PAULAY, 1975, p. 682)

Com a obtenção das armaduras necessárias para resistência ao Estado Limite Último, parte-se para a verificação do Estado Limite de Serviço de deformações excessivas. O procedimento realizado para determinação da flecha imediata aproximada é baseado no item 17.3.2.1.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e está demonstrado na figura 25. Para cálculo do coeficiente das flechas de longa duração (α_f), foi considerado o tempo inicial da aplicação das cargas de longa duração igual a um mês e inexistência de armadura de compressão, chegando ao valor de 1,32.

Figura 25 – Cálculo de flecha aproximada imediata em vigas de seção retangular

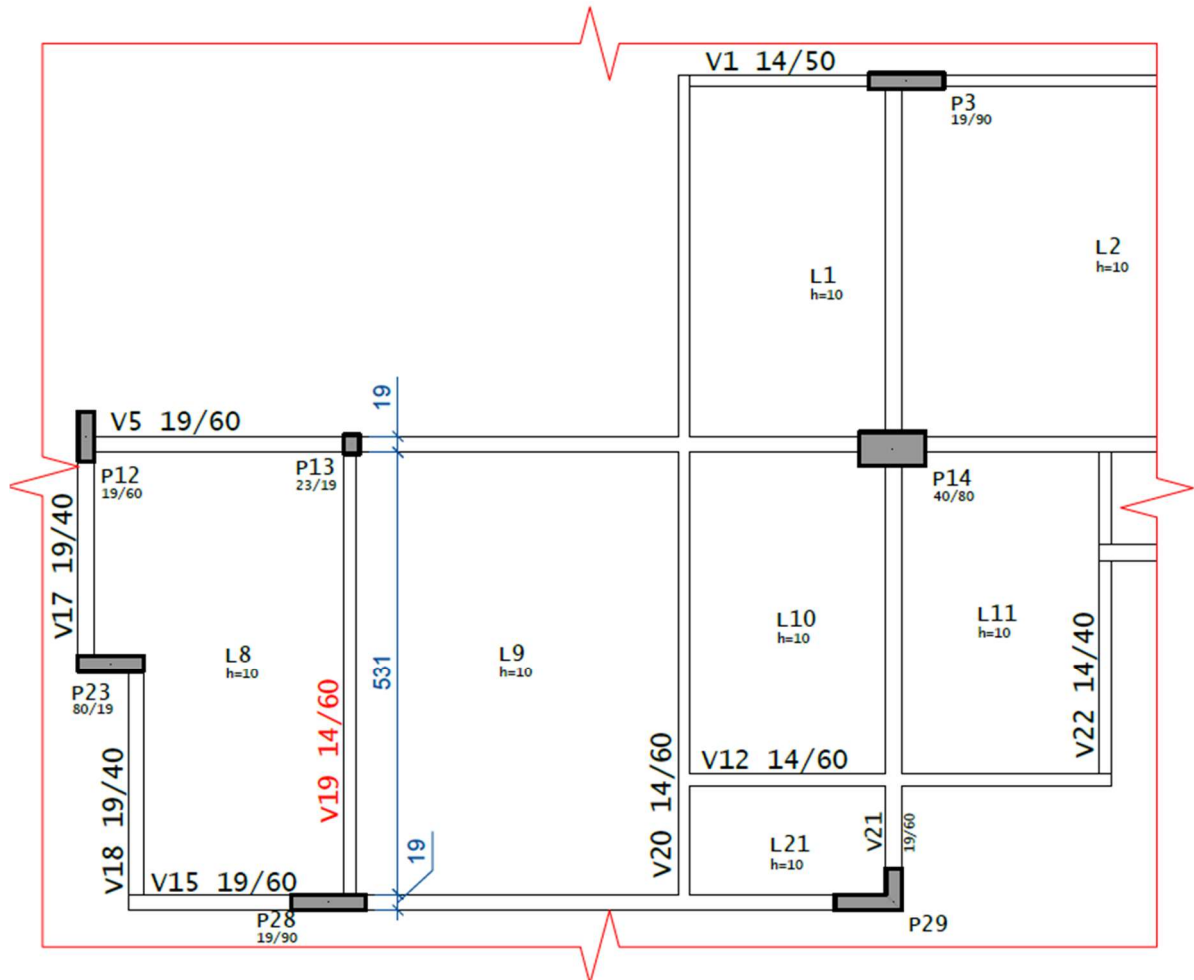


(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

4.2.1 Dimensionamento de vigas

Foram escolhidas duas vigas para dimensionamento e comparação com os resultados fornecidos pelo TQS. A primeira a ser dimensionada é a viga 19 da cobertura, apresentada na figura 26, que trata-se de uma viga de um único tramo apoiada em pilares.

Figura 26 – Localização da viga 19 da cobertura



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

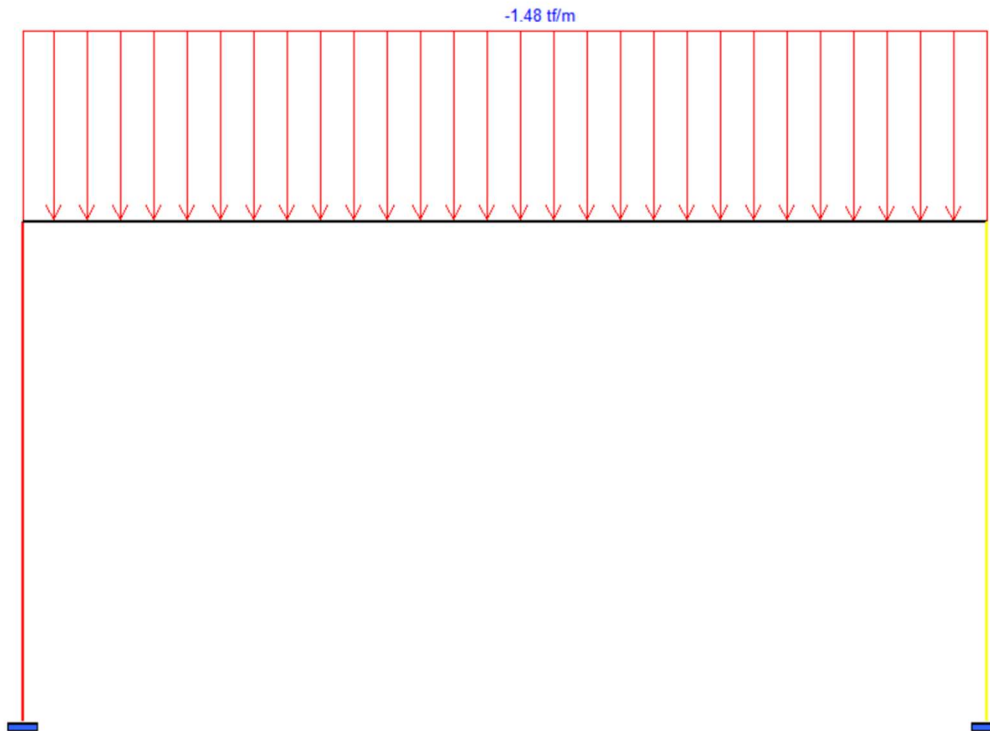
As vigas foram modeladas no *software* Trame, com as cargas lineares apresentadas no quadro 18 e com valor total da combinação de ELU em valor característico demonstrada na figura 27.

Quadro 18 – Cargas lineares utilizadas em modelagem da viga 19 da cobertura no software Trame

CARGAS VIGA 19 - COBERTURA		
Permanente lajes	9,43	kN/m
Variável lajes	3,26	kN/m
Peso próprio	2,10	kN/m

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

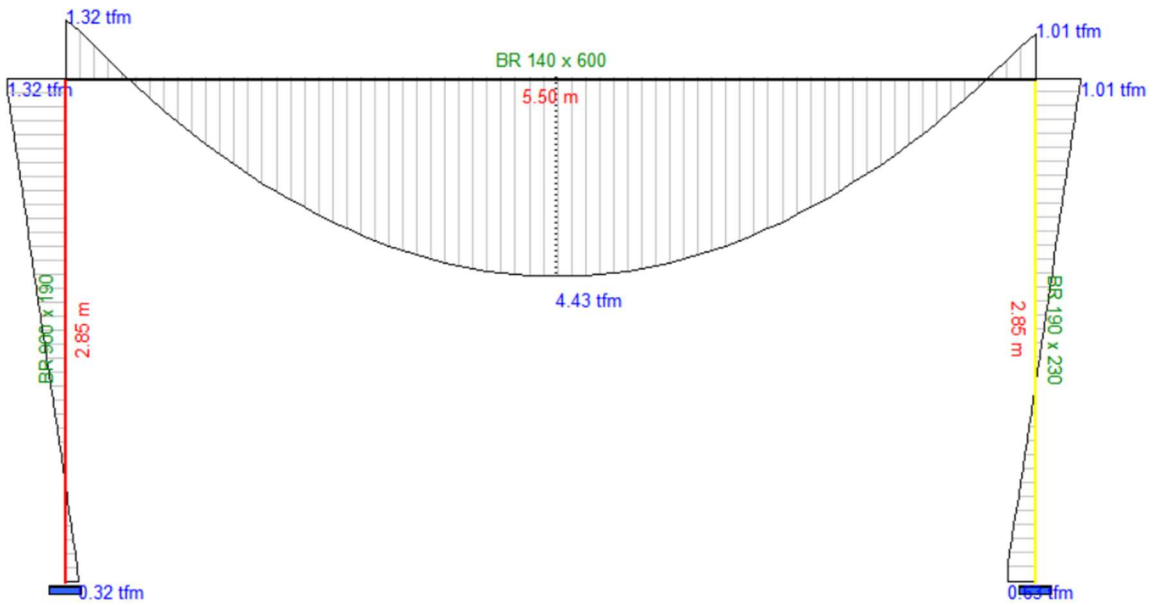
Figura 27 - Cargas totais características em combinação de ELU da viga 19 da cobertura



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

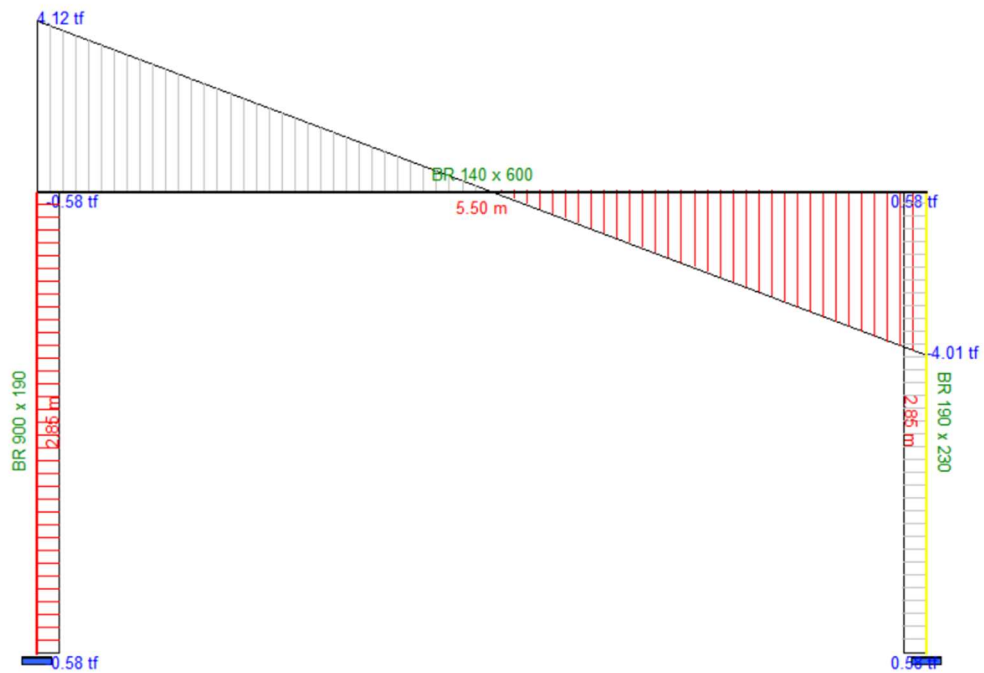
Os diagramas de momento fletor e cortante com seu valor característico para combinação de ELU obtidos através do Trame estão demonstrados nas figuras 28 e 29, enquanto as envoltórias de momento e cortante em valor característico calculadas pelo TQS estão apresentadas nas figuras 30 e 31.

Figura 28 – Diagrama de momento fletor da viga 19 da cobertura obtido em modelagem através do software Trame



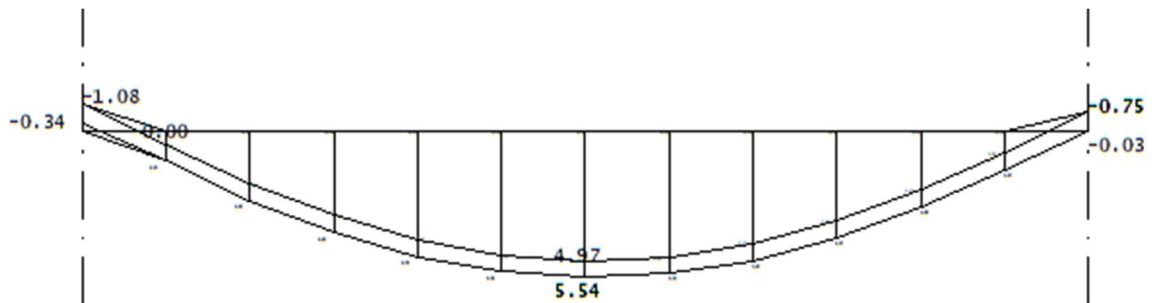
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 29 – Diagrama de cortante da viga 19 da cobertura obtido em modelagem através do software Trame



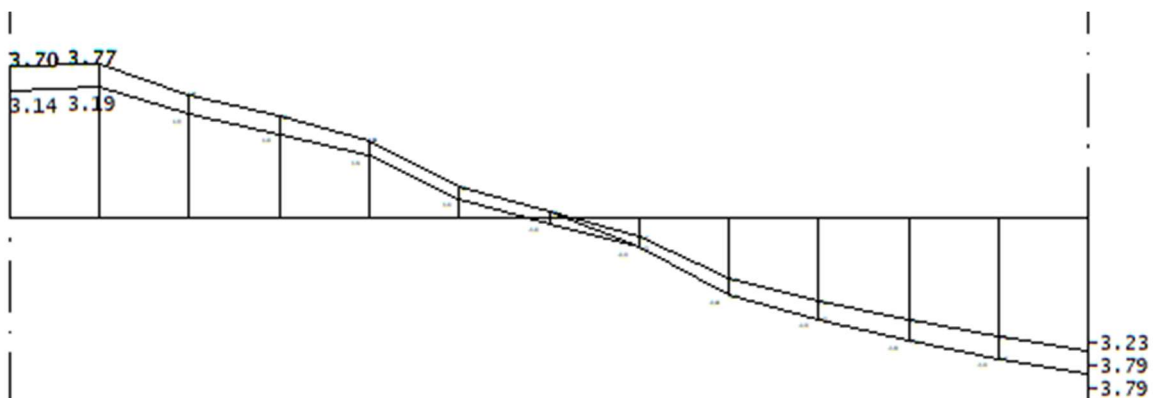
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 30 – Envoltórias de momento fletor da viga 19 da cobertura fornecidas pelo TQS



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 31 – Envoltórias de cortante da viga 19 da cobertura fornecidas pelo TQS



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Para o cálculo da flecha, observando que, neste caso o momento máximo atuante em combinação quase-permanente, de 44,3 kNm, é maior que o momento de fissuração, foi calculada a inércia equivalente (I_{eq}), com a área de aço positiva utilizada (3,69 cm²) e multiplicou-se a flecha imediata obtida no Trame com inércia bruta (I_c) pela relação I_c/I_{eq} , que nesta situação foi de 2,03. Este procedimento é a favor da segurança, pois se fosse inserida a inércia equivalente nos dados do Trame, a relação entre a rigidez de cada elemento se alteraria, fazendo com que os pilares absorvessem maiores momentos, surgindo assim momentos negativos de maior intensidade na viga, que ajudam a reduzir a deformação. Para determinação da flecha de longa duração foi utilizado um coeficiente multiplicador de 2,32. A comparação entre a flecha de longa duração calculada pelo TQS e a calculada através do Trame estão apresentadas no quadro 19, apresentando uma discrepância de 13% entre os resultados.

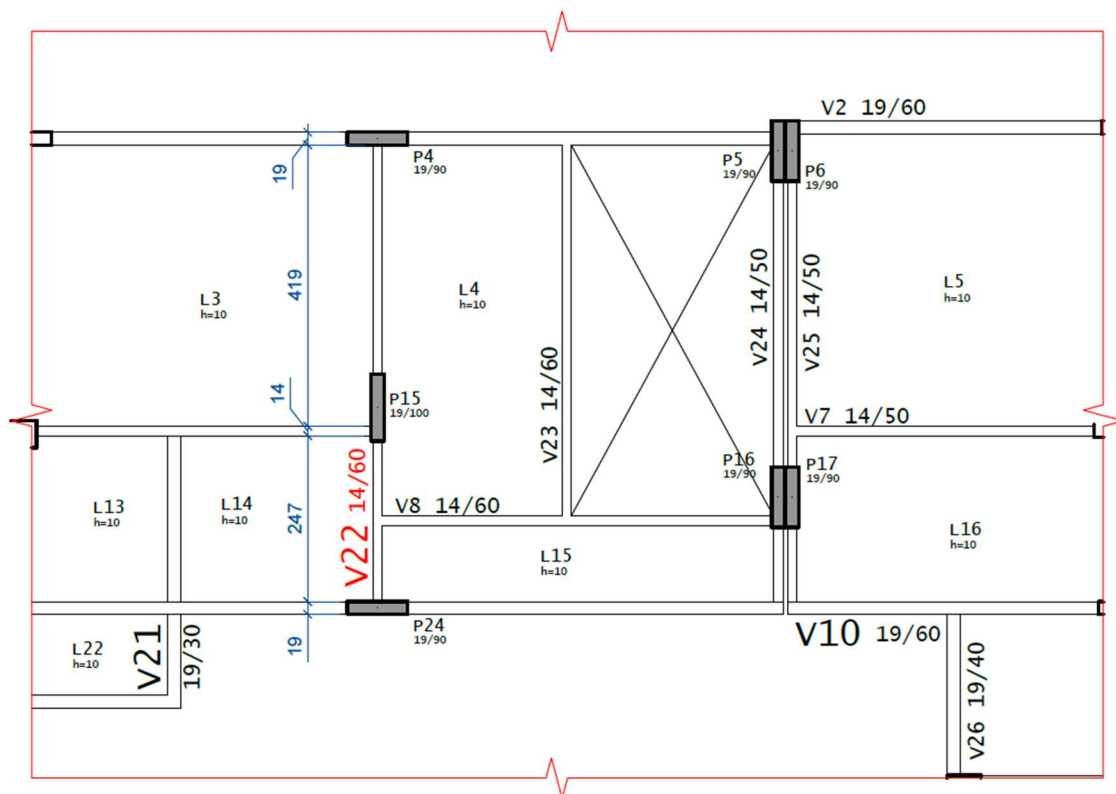
Quadro 19 – Flechas de longa duração da viga 19 da cobertura obtidas através do Trame e do TQS

VIGA 19 - COBERTURA FLECHA LONGA DURAÇÃO		
TQS	3,00	mm
TRAME	3,40	mm

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

A segunda viga a ser dimensionada é a viga 22 do 12º pavimento, com localização apresentada na figura 32, que é uma viga de dois tramos apoiada em pilares e que serve de apoio para a viga 8 no segundo tramo.

Figura 32 – Localização da viga 22 do 12º pavimento



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

As cargas utilizadas na modelagem estão descritas no quadro 20, enquanto a carga total característica atuante em combinação de ELU é apresentada na figura 33. Os diagramas de momento fletor e cortante com seu valor característico para combinação de ELU obtidos através

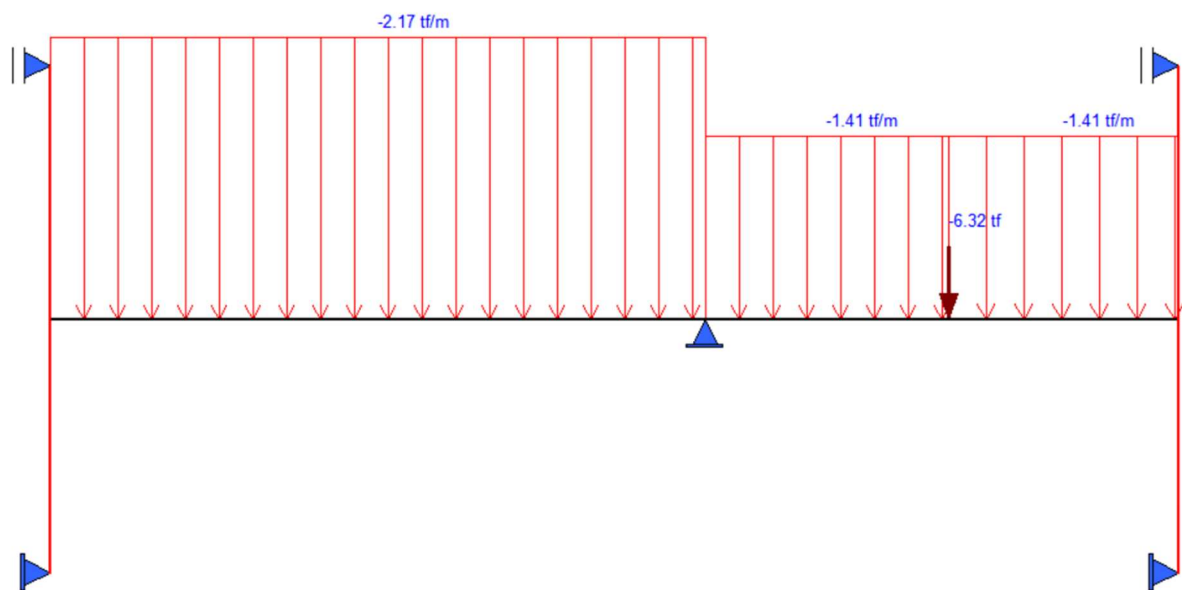
do Trame estão demonstrados nas figuras 34 e 35 e as envoltórias de momento e cortante em valor característico calculadas pelo TQS estão apresentadas nas figuras 36 e 37.

Quadro 20 – Cargas lineares utilizadas em modelagem da viga 22 do 12º pavimento no *software* Trame

CARGAS VIGA 22 - 12º pavimento		
Permanente lajes - 1º tramo	10,85	kN/m
Variável lajes - 1º tramo	4,05	kN/m
Permanente lajes - 2º tramo	4,17	kN/m
Variável lajes - 2º tramo	3,12	kN/m
Peso próprio	2,10	kN/m
Parede	4,7	kN/m
Pontual viga - Permanente	49,51	kN
Pontual viga - Variável	13,71	kN

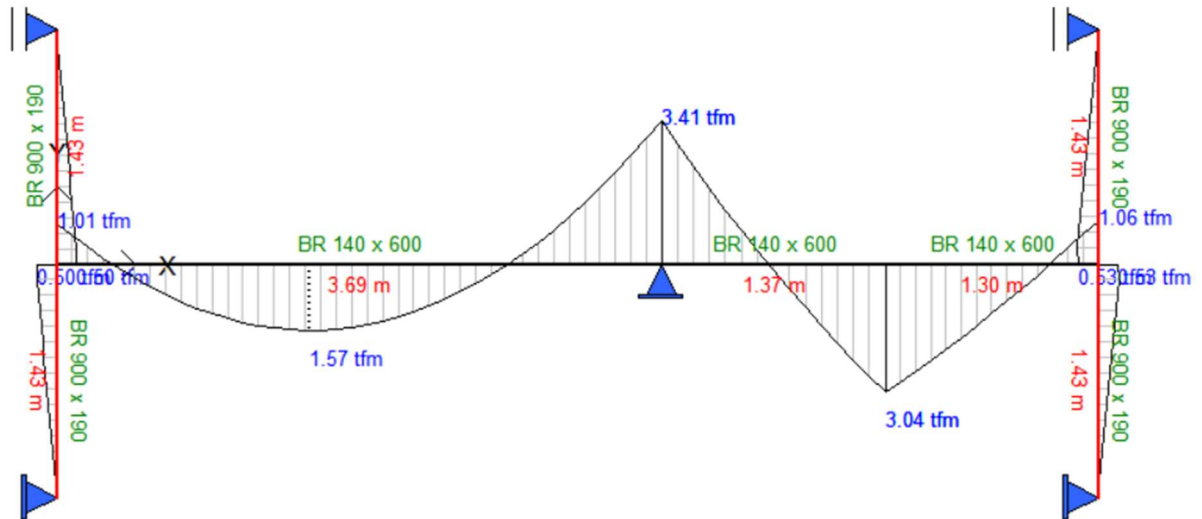
(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Figura 33 - Cargas totais características em combinação de ELU da viga 22 do 12º pavimento



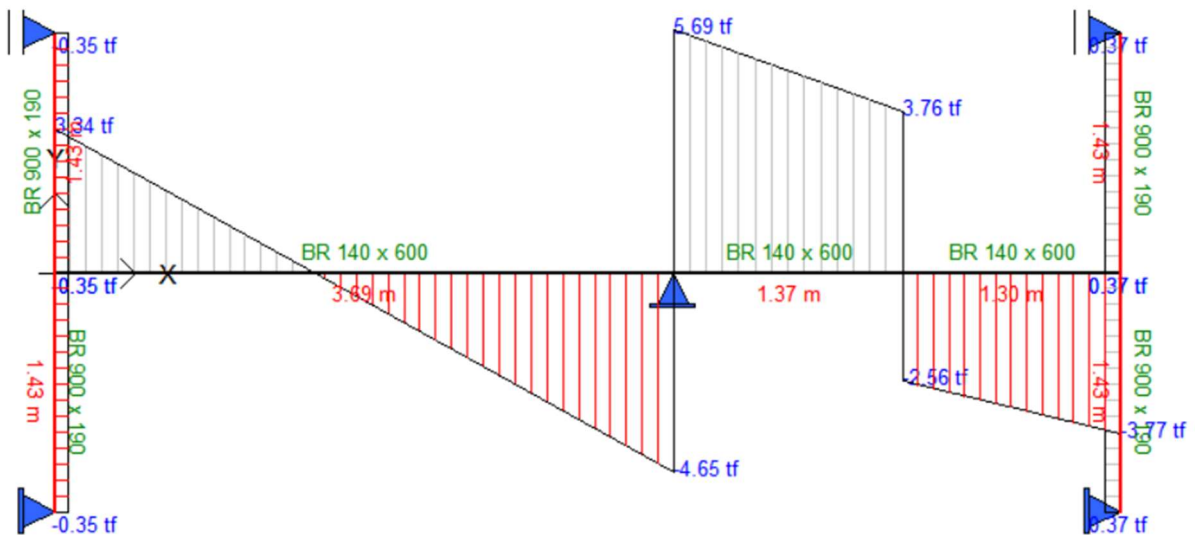
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 34 – Diagrama de momento fletor da viga 22 do 12º pavimento obtido em modelagem através do software Trame



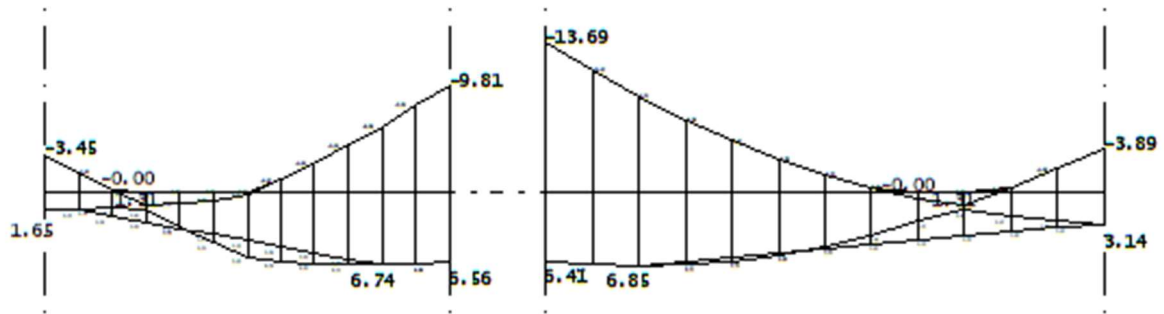
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 35 – Diagrama de cortante da viga 22 do 12º pavimento obtido em modelagem através do software Trame



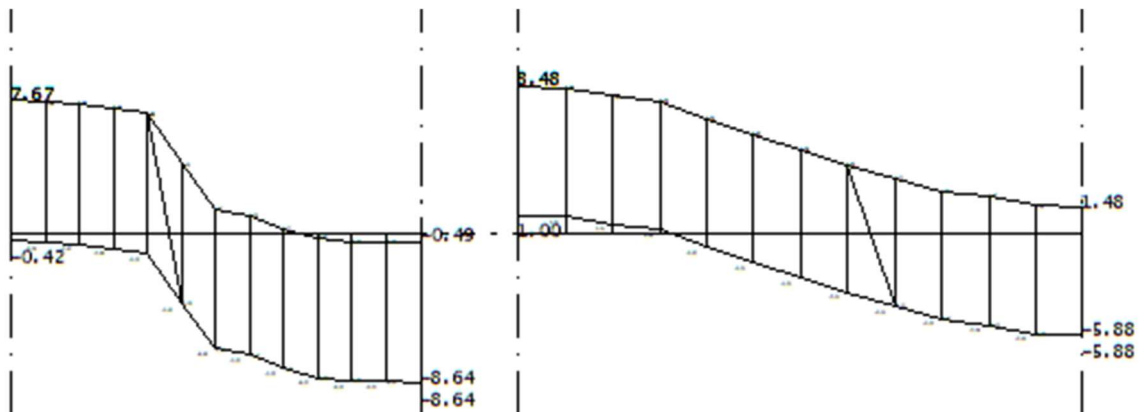
(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 36 – Envoltórias de momento fletor da viga 22 do 12º pavimento fornecidas pelo TQS



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

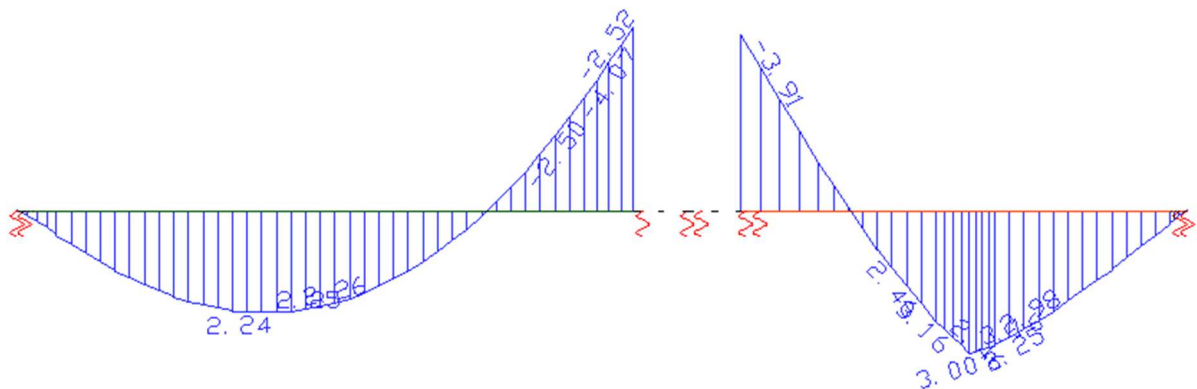
Figura 37 – Envoltórias de cortante da viga 22 do 12º pavimento fornecidas pelo TQS



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

É possível perceber que as envoltórias de esforços apresentadas pelo TQS apresentam valores bastante discrepantes em relação à combinação utilizada para verificação manual. Isto ocorre devido às solicitações geradas pelas forças de arrasto, que inclusive, geram momentos positivos nos apoios. Ao analisar o diagrama resultante da mesma combinação empregada no *software* Tame, apresentada na figura 38, observa-se que a distribuição de esforços e os valores de momentos apresentam compatibilidade.

Figura 38 – Diagrama de momento fletor da viga 22 do 12º pavimento obtido através do TQS resultante de combinação idêntica à utilizada em modelagem no software Trame



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Como nesta situação o momento de fissuração não foi ultrapassado pelas solicitações em combinação quase-permanente (momento máximo para CQP = 34,1 kN.m), para o cálculo da flecha foi considerada a inércia bruta da seção. Os valores de flecha obtidos através do Trame e do TQS estão apresentados no quadro 21, apresentando uma discrepância de 8% no primeiro tramo e 15% no segundo tramo entre os resultados.

Quadro 21 – Flechas de longa duração da viga 22 do 12º pavimento obtidas através do Trame e do TQS

VIGA 22 - 12º PAVIMENTO			
FLECHA LONGA DURAÇÃO			
1º TRAMO	TQS	0,50	mm
	TRAME	0,46	mm
2º TRAMO	TQS	0,40	mm
	TRAME	0,46	mm

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

4.2.2 Detalhamento de vigas

O detalhamento de vigas exige o atendimento dos critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para definição do arranjo de armaduras. Os principais parâmetros prescritos pela norma encontram-se resumidos no quadro 22. Enquanto que o detalhamento referente às vigas escolhidas para dimensionamento, V19 da cobertura e V22 do 12º pavimento, é apresentado nas figuras 39 e 40.

Quadro 22 – Parâmetros da NBR 6118 (ABNT,2014) utilizados para detalhamento de vigas

VIGAS	
Armadura longitudinal	AS mínimo = conforme quadro 23
	AS máximo = 4% (As + As')
	Espaçamento mínimo entre faces de barras na horizontal: -2 cm
	$s \geq$ { - Diâmetro da barra - 1,2 diâmetro do agregado graúdo
	Espaçamento mínimo entre faces de barras na vertical: -2 cm
	$s \geq$ { - Diâmetro da barra - 0,5 diâmetro do agregado graúdo
	As,pele $\geq 0,1\% A_c$ /face $\leq 5 \text{ cm}^2$ /face quando $h > 60 \text{ cm}$
	Espaçamento máximo armadura de pele: -20 cm
Armadura transversal	$s \leq$ { - d/3 - 15 \emptyset
	As,apoio $\geq 1/3$ (As,vão), quando $ \text{Mapoio} \leq 0,5 * M, \text{vão}$
	As,apoio $\geq 1/4$ (As,vão), quando $ \text{Mapoio} > 0,5 * M, \text{vão}$
	Diâmetro mínimo = 5 mm
	Diâmetro máximo = 1/10 largura da alma da viga
	Espaçamento máximo entre estribos: -se $V_d \leq 0,67 * V_{rd2}$: $0,6 * d \leq 300 \text{ mm}$
$s \leq$ { -se $V_d > 0,67 * V_{rd2}$: $0,3 * d \leq 200 \text{ mm}$	
Armadura transversal	Espaçamento máximo entre ramos de estribos: -se $V_d \leq 0,2 * V_{rd2}$: 800 mm
	$s \leq$ { -se $V_d > 0,2 * V_{rd2}$: $0,6 * d \leq 350 \text{ mm}$

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

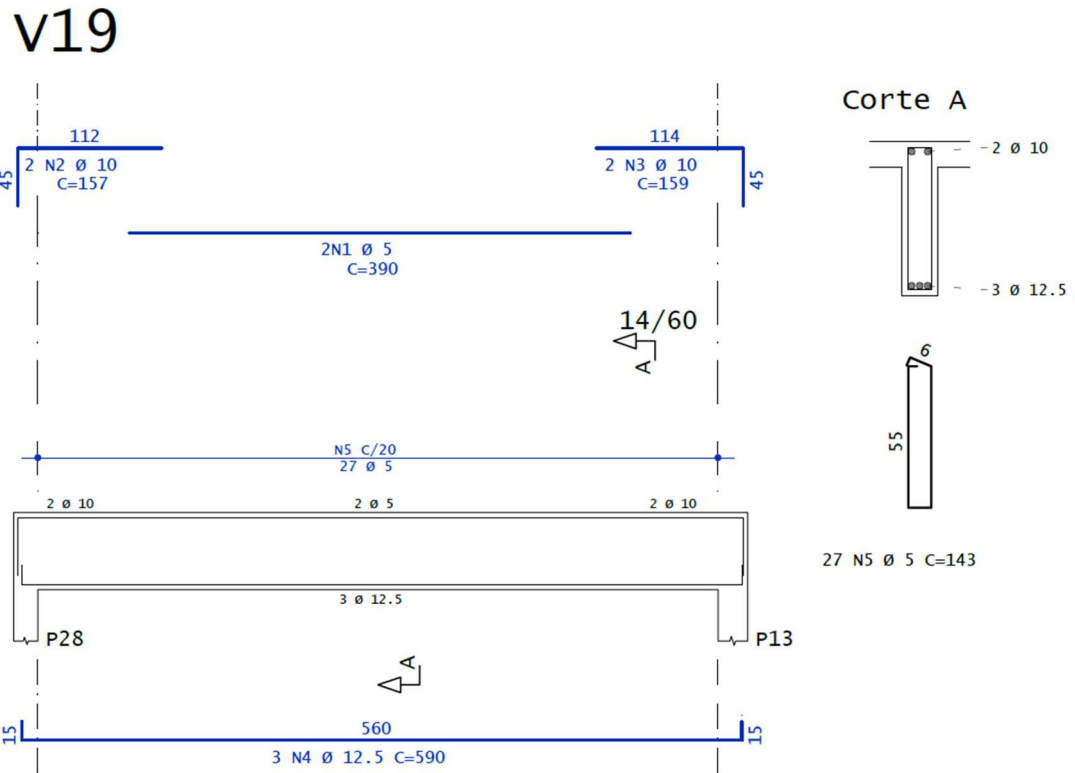
Quadro 23 – Taxa mínima de armadura de flexão

Forma da seção	Valores de $\rho_{\text{mín}}^a$ ($A_{s,\text{mín}}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de $\rho_{\text{mín}}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{\text{mín}}$ deve ser recalculado.

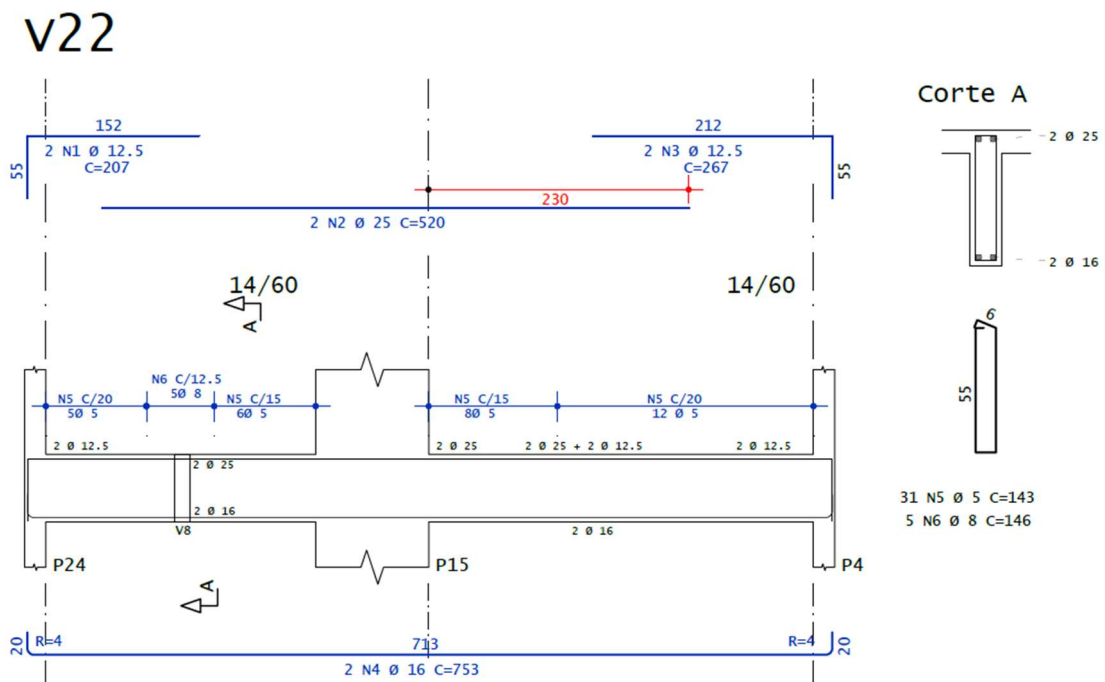
(fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, p. 130)

Figura 39 – Detalhamento da viga 19 da cobertura



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 40 – Detalhamento da viga 22 do 12º pavimento



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

4.3 PILARES

Os esforços globais atuantes nos pilares demonstram as solicitações máximas no topo e na base de cada lance e foram retirados dos resultados fornecidos pelo *software* TQS, pois a obtenção destes esforços depende de uma análise global da estrutura, sendo impossível a realização desta tarefa somente através de uma análise isolada do elemento. Importante salientar que o efeito das imperfeições locais deve ser considerado como solicitação mínima nos pilares. Em estruturas reticuladas é permitida a substituição deste efeito pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem, que de acordo com o item 11.3.4.3 da NBR 6118 (ABNT,2014), não pode ser verificado simultaneamente nas duas direções e é calculado através da expressão:

$$M1d, \text{mín} = Nd * (0,015 + 0,03 * h) \quad (\text{fórmula 12})$$

onde:

h: altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros;

N_d: força normal de cálculo atuante no pilar em questão.

Os esforços de 2ª ordem locais, que demonstram o aumento nas solicitações das seções intermediárias de cada lance do pilar, foram calculados através do método do pilar-padrão com curvatura aproximada, descrito no item 15.8.3.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Este método só pode ser utilizado para pilares com índice de esbeltez menor ou igual a 90, com armadura simétrica e constante ao longo do eixo e é o que envolve maior número de simplificações entre os métodos disponíveis.

Inicialmente, verifica-se a possibilidade de dispensa do cálculo dos momentos de 2ª ordem locais, que é possível quando o índice de esbeltez (λ) é menor que o índice de esbeltez limite (λ_1). As expressões são dadas por:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (\text{fórmula 13})$$

onde:

i: raio de giração da seção no plano em estudo;

l_e: comprimento equivalente, sendo o menor dos seguintes valores:

$$l_e = l_0 + h \quad \text{ou} \quad l_e = l \quad (\text{fórmula 14})$$

onde:

l_0 : distância entre faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

h : altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l : é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

$$35 \leq \lambda_1 = \frac{25+12,5*\frac{e_1}{h}}{a_b} \leq 90 \quad (\text{fórmula 15})$$

onde:

e_1/h : excentricidade de 1ª ordem;

a_b : é igual a 1,0 para pilares com momentos inferiores ao $M_{1d,\min}$ ou pilares para pilares biapoiados com cargas transversais significativa. Para pilares biapoiados sem cargas transversais é dado por:

$$a_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_B}{M_A} \geq 0,4 \quad (\text{fórmula 16})$$

onde:

M_A : momento de 1ª ordem com maior valor absoluto do lance do pilar;

M_B : momento de 1ª ordem atuante na borda oposta, com valor negativo se tracionar a face contrária e positivo se tracionar a mesma face que M_A .

Caso a esbeltez do pilar ultrapasse a esbeltez limite, calculam-se os momentos locais de 2ª ordem, através da formulação:

$$Md, tot = a_b * M_{1d,A} + Nd * \frac{le^2}{10} * \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 17})$$

onde:

$M_{1d,A}$: valor de cálculo do momento de 1ª ordem;

$\frac{1}{r}$: curvatura na seção crítica, dada por:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h*(\nu+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (\text{fórmula 18})$$

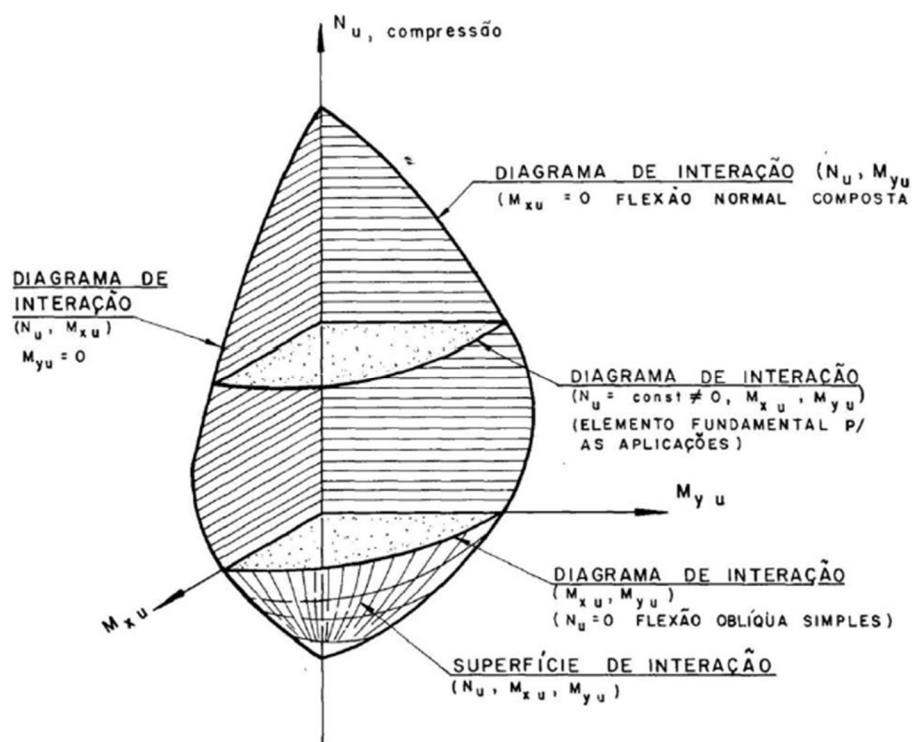
onde:

$$v: N_d / (A_c * f_{cd}).$$

Cabe ressaltar que, devido ao comportamento não linear dos efeitos de 2ª ordem, a NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 15.3.1, permite o seu cálculo com as cargas majoradas por γ_f/γ_{f3} , que posteriormente são majoradas por γ_{f3} , com γ_{f3} igual à 1,1. Este critério normativo foi utilizado no dimensionamento dos pilares por gerar resultados mais econômicos.

A resistência de seções solicitadas a esforços de flexo-compressão, conforme demonstrado no diagrama de interação normal-momento, apresentado na figura 41, perde efetividade no combate a momentos fletores quando a taxa de compressão se torna muito alta. Além disso, como observado na formulação do método do pilar padrão com curvatura aproximada, isso ainda gera aumento nos efeitos de 2ª ordem locais. Portanto, na medida do possível, procurou-se limitar a taxa de compressão máxima a valores próximos de 0,8.

Figura 41 – Diagrama de interação normal-momento de seções submetidas a esforços de flexão composta oblíqua



(fonte: FUSCO, 1981, p.104)

O cálculo da resistência dos pilares a solicitações de flexo-compressão oblíqua se torna mais complexo por depender do arranjo das armaduras nas duas direções do plano da seção

transversal para definição da inclinação e da posição da linha neutra. A NBR 6118, permite, no item 17.2.5, a adoção de uma aproximação, demonstrada pela fórmula 19, para transformação da envoltória resistente a solicitações de flexão composta normal em uma envoltória resistente a flexão composta oblíqua. Dessa forma, a inclinação da linha neutra deixa de ser uma incógnita no problema, tornando-o mais simples.

$$\left[\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}} \right]^{\alpha} = 1 \quad (\text{fórmula 19})$$

onde:

$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$: são as componentes do momento resistente de cálculo em flexão composta oblíqua, com esforço normal N_{Rd} igual à normal solicitante N_{Sd} ;

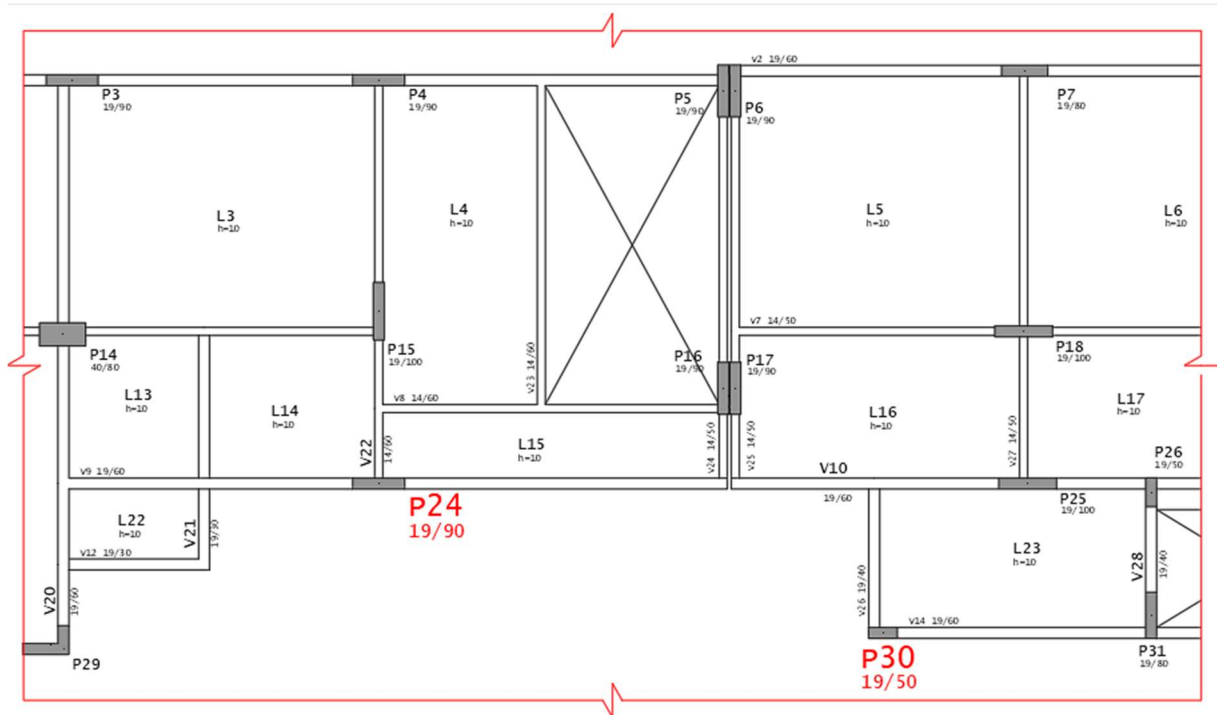
$M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$: são os momentos resistentes de cálculo em flexão composta normal, com mesmo valor de N_{Rd} ;

α : pode ser adotado igual à 1 a favor da segurança. Em seções retangulares poder ser adotado valor igual à 1,2.

4.3.1 Dimensionamento de pilares

Os pilares 24 e 30, com localização apresentada na figura 42, foram escolhidos como exemplo para análise e dimensionamento, sendo utilizado *software* de dimensionamento de seções retangulares submetidos à flexão composta oblíqua desenvolvido por Campos Filho para obtenção da armadura necessária. A combinação de esforços crítica de cada lance gerada pelo TQS foi utilizada para dimensionamento e comparação de resultados. Os quadros 24 a 28 apresentam um resumo a respeito do processo realizado para o pilar 24.

Figura 42 - Localização dos pilares 24 e 30



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

O quadro 24 apresenta os dados geométricos do pilar 24. Nas células destacadas em vermelho, a esbeltez do pilar no lance superou a esbeltez mínima, portanto não pode ser dispensado o cálculo dos efeitos do momento de 2ª ordem local.

Quadro 24 – Dados do pilar 24

DADOS DO PILAR 24						
Lance	Altura (cm)	Fck (MPa)	Lado Y (cm)	Lado X (cm)	λ_x	λ_y
1	295,00	35,00	25,00	90,00	40,83	11,34
2	290,00	35,00	25,00	90,00	40,14	11,15
3	285,00	35,00	19,00	90,00	51,90	10,96
4	285,00	35,00	19,00	90,00	51,90	10,96
5	285,00	35,00	19,00	90,00	51,90	10,96
6	285,00	35,00	19,00	90,00	51,90	10,96
7	285,00	30,00	19,00	90,00	51,90	10,96
8	285,00	30,00	19,00	90,00	51,90	10,96
9	285,00	30,00	19,00	90,00	51,90	10,96
10	285,00	30,00	19,00	90,00	51,90	10,96
11	285,00	30,00	19,00	90,00	51,90	10,96
12	285,00	30,00	19,00	90,00	51,90	10,96
13	285,00	30,00	19,00	90,00	51,90	10,96
14	285,00	30,00	19,00	90,00	51,90	10,96

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Os quadros 25 e 26 detalham as solicitações das combinações críticas de cada lance do pilar 24 em cada direção e os momentos mínimos calculados. Nas células que estão destacadas em vermelho, o momento mínimo é maior que o momento solicitante, portanto deve ser considerado nos cálculos da área de aço necessária e dos efeitos dos momentos de 2ª ordem local, como descrito no capítulo anterior. É possível perceber que nas duas direções, o momento mínimo é a maior solicitação na maioria dos lances. No último lance, onde não existe continuidade do pilar, sendo, dessa forma, a rigidez relativa no nó maior do que nos lances inferiores, estes passam a ter intensidades maiores que a envoltória de momentos mínimos.

Quadro 25 – Solicitações resultantes de combinação crítica atuantes no eixo X do pilar 24

SOLICITAÇÕES COMBINAÇÃO CRÍTICA EM X - PILAR 24					
Lance	Nd (kN)	M1d,x,topo (kNm)	M1dx,base (kNm)	M1A,x	M1d,x,mín (kNm)
1	4031,90	-43,40	54,90	54,90	90,72
2	3843,50	-86,00	77,20	86,00	86,48
3	3579,90	-52,40	58,00	58,00	74,10
4	3215,70	-47,40	54,80	54,80	66,56
5	2866,90	-51,70	52,50	52,50	59,34
6	2516,40	-52,00	52,00	52,00	52,09
7	2177,90	-45,00	44,90	45,00	45,08
8	1849,70	-38,00	38,00	38,00	38,29
9	1541,10	-31,50	31,00	31,50	31,90
10	1241,70	-25,00	25,00	25,00	25,70
11	968,80	-20,00	18,00	20,00	20,05
12	706,20	-14,50	14,00	14,50	14,62
13	455,90	-15,10	12,30	15,10	9,44
14	212,50	-9,10	9,70	9,70	4,40

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Quadro 26 – Solicitações resultantes de combinação crítica atuantes no eixo Y do pilar 24

SOLICITAÇÕES COMBINAÇÃO CRÍTICA EM Y - PILAR 24					
Lance	Nd (kN)	M1d,y,topo (kNm)	M1dy,base (kNm)	M1A,y	M1d,y,mín (kNm)
1	4031,90	33,40	5,50	33,40	169,34
2	3843,50	-64,60	31,90	64,60	161,43
3	3579,90	-5,50	-20,10	20,10	150,36
4	3215,70	-11,10	-8,40	11,10	135,06
5	2866,90	-12,70	38,90	38,90	120,41
6	2516,40	-18,10	18,00	18,10	105,69
7	2177,90	-15,80	20,70	20,70	91,47
8	1849,70	-20,50	15,80	20,50	77,69
9	1541,10	-12,40	14,00	14,00	64,73
10	1241,70	-17,00	9,90	17,00	52,15
11	968,80	-6,00	2,50	6,00	40,69
12	706,20	1,30	9,90	9,90	29,66
13	455,90	-10,10	8,20	10,10	19,15
14	212,50	-44,90	33,40	44,90	8,93

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

O quadro 27 apresenta o resumo do cálculo dos momentos de 2ª ordem local do pilar 24 pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada, conforme descrito no capítulo anterior. Nas duas últimas colunas são apresentados os valores do maior momento entre a base e topo ou momento mínimo multiplicado pelo respectivo fator a_b , acrescido pelo efeito de 2ª ordem local de cada direção quando a esbelteza calculada for maior que a esbelteza mínima.

Quadro 27 – Cálculo dos efeitos de 2ª ordem local do pilar 24 pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada

2ª ORDEM LOCAL - PILAR 24									
Lance	v	α_b,x	α_b,y	$\lambda_{1,x}$	$\lambda_{1,y}$	$1/r,x$	$1/r,y$	Md,x,tot (kNm)	Md,y,tot (kNm)
1	0,72	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0164	0,0046	148,39	169,34
2	0,68	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0169	0,0047	141,11	161,43
3	0,84	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0197	0,0042	131,32	150,36
4	0,75	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0210	0,0044	121,46	135,06
5	0,67	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0225	0,0047	111,69	120,41
6	0,59	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0242	0,0051	101,50	105,69
7	0,59	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0240	0,0051	87,62	91,47
8	0,50	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0262	0,0055	77,64	77,69
9	0,42	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0263	0,0056	64,84	64,73
10	0,34	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0263	0,0056	52,24	52,15
11	0,26	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0263	0,0056	40,76	40,69
12	0,19	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0263	0,0056	29,71	29,66
13	0,12	1,00	0,40	67,95	35,00	0,0263	0,0056	6,04	19,15
14	0,06	0,40	0,40	70,01	69,84	0,0263	0,0056	3,88	17,96

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

No quadro 28 é demonstrada a comparação entre as áreas de aço obtidas através do TQS e do *software* desenvolvido por Campos Filho, com diferenças máximas de 6% entre os resultados. As solicitações apresentadas são referentes às combinações críticas utilizadas pelo TQS para dimensionamento do pilar. Os resultados demonstram que a partir do oitavo lance o pilar possui solicitações relativamente baixas, necessitando somente da armadura mínima, indicando que a utilização de seções que resultem em taxas de aço próximas da máxima para as solicitações críticas pode configurar uma situação de otimização. Porém, deve ser avaliada a influência dessa mudança no comportamento global da estrutura e nos efeitos de 2ª ordem local.

Quadro 28 – Comparação entre as áreas de aço necessárias do pilar 24 obtidas através do TQS e de *software* elaborado por Campos Filho

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS - PILAR 24					
Lance	Nd (kNm)	Mdx (kNm)	Mdy (kNm)	As - Campos Filho (cm²)	As - TQS (cm²)
1	4031,90	148,39	0,00	25,24	24,01
2	3843,50	141,11	0,00	19,30	18,65
3	3579,90	131,32	0,00	56,48	54,61
4	3215,70	121,46	0,00	44,04	41,90
5	2866,90	111,69	0,00	30,76	28,96
6	2516,40	101,50	0,00	17,78	16,80
7	2177,90	87,62	0,00	15,42	14,96
8	1849,70	77,64	0,00	6,84	6,84
9	1541,10	64,84	0,00	6,84	6,84
10	1241,70	52,24	0,00	6,84	6,84
11	968,80	40,76	0,00	6,84	6,84
12	706,20	29,71	0,00	6,84	6,84
13	455,90	15,10	0,00	6,84	6,84
14	212,50	9,70	44,90	6,84	6,84

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

O quadro 29 apresenta os dados geométricos do pilar 30. Da mesma forma que no quadro 24, nas células destacadas em vermelho, a esbeltez do pilar no lance superou a esbeltez mínima, portanto não pode ser dispensado o cálculo dos efeitos do momento de 2ª ordem local.

Quadro 29 – Dados do pilar 30

DADOS DO PILAR 30						
Lance	Altura (cm)	Fck (MPa)	Lado Y (cm)	Lado X (cm)	λ_x	λ_y
1	295,00	35,00	19,00	50,00	53,72	20,41
2	290,00	35,00	19,00	50,00	52,81	20,07
3	285,00	35,00	19,00	50,00	51,90	19,72
4	285,00	35,00	19,00	50,00	51,90	19,72
5	285,00	35,00	19,00	50,00	51,90	19,72
6	285,00	35,00	19,00	50,00	51,90	19,72
7	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72
8	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72
9	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72
10	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72
11	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72
12	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72
13	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72
14	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72
15	285,00	30,00	19,00	50,00	51,90	19,72

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Os quadros 30 e 31 detalham as solicitações das combinações críticas de cada lance do pilar 30 em cada direção e os momentos mínimos calculados. Nas células que estão destacadas em vermelho, o momento mínimo é maior que o momento solicitante, portanto deve ser considerado nos cálculos da área de aço necessária e dos efeitos dos momentos de 2ª ordem local. É possível perceber que na direção X, onde o pilar é mais esbelto, o momento mínimo é a maior solicitação de flexão nos primeiros onze lances. Isso se deve ao fato de que o pilar não faz parte de pórticos de contraventamento nesta direção, sendo solicitado à esforços de flexão relativamente baixos. Na direção Y, apesar de apresentar momentos mínimos de maior intensidade, por apresentar maior rigidez e participar de pórtico de contraventamento, os momentos solicitantes são maiores que a envoltória de momentos mínimos na maioria dos lances.

Quadro 30 – Solicitações resultantes de combinação crítica atuantes no eixo X do pilar 30

SOLICITAÇÕES COMBINAÇÃO CRÍTICA EM X - PILAR 30					
Lance	Nd (kN)	M1d,x,topo (kNm)	M1dx,base (kNm)	M1A,x	M1d,x,mín (kNm)
1	1483,20	-13,30	13,80	13,80	30,70
2	1281,50	-1,10	-6,90	6,90	26,53
3	1155,60	-9,50	1,20	9,50	23,92
4	1080,80	-16,30	17,20	17,20	22,37
5	1001,90	-14,20	13,30	14,20	20,74
6	918,90	-14,20	14,10	14,20	19,02
7	838,40	-13,00	12,50	13,00	17,35
8	756,70	-12,30	12,10	12,30	15,66
9	677,90	-11,80	11,00	11,80	14,03
10	595,30	-11,10	10,70	11,10	12,32
11	510,20	-10,50	9,90	10,50	10,56
12	427,80	-9,80	9,30	9,80	8,86
13	345,60	-7,90	7,60	7,90	7,15
14	259,70	-12,20	9,00	12,20	5,38
15	67,80	-11,50	11,60	11,60	1,40

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Quadro 31 – Solicitações resultantes de combinação crítica atuantes no eixo Y do pilar 30

SOLICITAÇÕES COMBINAÇÃO CRÍTICA EM Y - PILAR 30					
Lance	Nd (kN)	M1d,y,topo (kNm)	M1dy,base (kNm)	M1A,y	M1d,y,mín (kNm)
1	1483,20	-19,30	-1,10	19,30	44,50
2	1281,50	-17,70	34,50	34,50	38,45
3	1155,60	-12,10	13,70	13,70	34,67
4	1080,80	-9,60	17,90	17,90	32,42
5	1001,90	-24,30	31,90	31,90	30,06
6	918,90	-26,40	27,30	27,30	27,57
7	838,40	-25,30	25,00	25,30	25,15
8	756,70	-24,90	25,90	25,90	22,70
9	677,90	-26,00	25,80	26,00	20,34
10	595,30	-26,20	26,70	26,70	17,86
11	510,20	-25,90	25,70	25,90	15,31
12	427,80	-28,20	27,80	28,20	12,83
13	345,60	-20,60	24,70	24,70	10,37
14	259,70	-58,50	36,10	58,50	7,79
15	67,80	-24,70	42,30	42,30	2,03

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

O quadro 32 apresenta o resumo do cálculo dos momentos de 2ª ordem local do pilar 30 pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada, conforme detalhado no capítulo anterior.

Nas duas últimas colunas são apresentados os valores do maior momento entre a base e topo ou momento mínimo multiplicado pelo respectivo fator α_b , acrescido pelo efeito de 2ª ordem local de cada direção quando a esbelteza calculada for maior que a esbelteza mínima.

Quadro 32 – Cálculo dos efeitos de 2ª ordem local do pilar 30 pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada

2ª ORDEM LOCAL - PILAR 30									
Lance	v	$\alpha_{b,x}$	$\alpha_{b,y}$	$\lambda_{1,x}$	$\lambda_{1,y}$	1/r,x	1/r,y	Md,x,tot (kNm)	Md,y,tot (kNm)
1	0,62	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0234	0,0089	60,91	44,50
2	0,54	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0253	0,0096	53,81	38,45
3	0,49	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0263	0,0100	48,62	34,67
4	0,46	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0263	0,0100	45,47	32,42
5	0,42	0,40	1,00	35,00	64,49	0,0263	0,0100	42,15	12,76
6	0,39	1,00	1,00	35,00	35,00	0,0263	0,0100	38,66	27,57
7	0,41	0,40	1,00	35,00	64,39	0,0263	0,0100	35,28	10,12
8	0,37	0,40	1,00	35,00	64,64	0,0263	0,0100	31,84	10,36
9	0,33	0,40	1,00	35,00	64,90	0,0263	0,0100	28,52	10,40
10	0,29	0,40	1,00	35,00	65,30	0,0263	0,0100	25,05	10,68
11	0,25	0,40	1,00	35,00	65,67	0,0263	0,0100	21,47	10,36
12	0,21	0,40	0,40	66,27	66,62	0,0263	0,0100	3,92	11,28
13	0,17	0,40	0,40	66,26	66,97	0,0263	0,0100	3,16	9,88
14	0,13	0,40	0,40	70,23	76,58	0,0263	0,0100	4,88	23,40
15	0,03	0,40	0,40	90,00	90,00	0,0263	0,0100	4,64	16,92

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

No quadro 33 é demonstrada a comparação entre as áreas de aço necessárias para o pilar 30 obtidas através do TQS e do *software* desenvolvido por Campos Filho, com diferenças máximas de 13% entre os resultados. As solicitações apresentadas são referentes às combinações críticas utilizadas pelo TQS para dimensionamento do pilar. Pelos resultados é possível perceber que, apesar de possuir uma taxa de compressão máxima de 62%, trata-se de um pilar pouco solicitado à esforços de flexão, com utilização de armadura mínima a partir do terceiro lance.

Quadro 33 – Comparação entre as áreas de aço necessárias do pilar 30 obtidas através do TQS e de software elaborado por Campos Filho

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS - PILAR 30					
Lance	Nd (kNm)	Mdx (kNm)	Mdy (kNm)	As - Campos Filho (cm²)	As - TQS (cm²)
1	1483,20	60,91	0,00	14,80	13,12
2	1281,50	53,81	0,00	9,02	8,24
3	1155,60	48,62	0,00	3,80	3,99
4	1080,80	45,47	0,00	3,80	3,80
5	1001,90	42,15	0,00	3,80	3,80
6	918,90	38,66	0,00	3,80	3,80
7	838,40	35,28	0,00	3,80	3,80
8	756,70	31,84	0,00	3,80	3,80
9	677,90	28,52	0,00	3,80	3,80
10	595,30	25,05	0,00	3,80	3,80
11	510,20	21,47	0,00	3,80	3,80
12	427,80	9,80	0,00	3,80	3,80
13	345,60	7,90	0,00	3,80	3,80
14	259,70	12,20	58,5	3,80	3,80
15	67,80	11,60	42,30	3,80	3,80

(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

4.3.2 Detalhamento de pilares

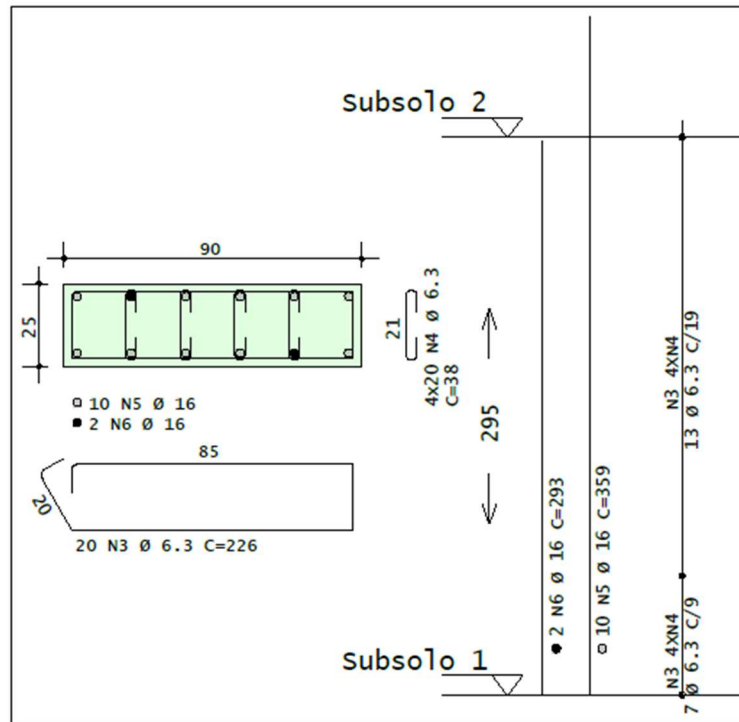
O detalhamento de pilares exige o atendimento dos critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para definição do arranjo de armaduras. Os principais parâmetros definidos pela norma encontram-se resumidos no quadro 34. O detalhamento do primeiro lance dos pilares 24 e 30 é apresentado nas figuras 43 e 44. O detalhamento dos lances restantes está incluso no apêndice.

Quadro 34 - Parâmetros da NBR 6118 (ABNT,2014) utilizados para detalhamento de pilares

PILARES	
Armadura longitudinal	AS mínimo = $0,4 \% * A_c$ ou $0,15 * N_d / f_{yd}$
	AS máximo = $8 \% * A_c$, considerando regiões de emenda de armaduras
	Espaçamento mínimo entre faces de barras:
	$s \geq \left\{ \begin{array}{l} -2 \text{ cm} \\ -\text{Diâmetro da barra} \\ -1,2 \text{ diâmetro do agregado graúdo} \end{array} \right.$
	Espaçamento máximo entre faces de barras:
	$s \leq \left\{ \begin{array}{l} -40 \text{ cm} \\ -2 * \text{menor dimensão transversal} \end{array} \right.$
	Diâmetro mínimo = 10 mm
	Diâmetro máximo = 1/8 da menor dimensão transversal
Armadura transversal	Espaçamento máximo entre estribos (para $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$, reduzir o espaçamento pela metade):
	$s \geq \left\{ \begin{array}{l} -20 \text{ cm} \\ -\text{Menor dimensão transversal} \\ -12 * \text{diâmetro da armadura longitudinal (CA-50)} \end{array} \right.$
	Proteção contra flambagem das armaduras longitudinais de no máximo $20 * \text{diâmetro do estribo de distância}$
	Diâmetro mínimo $\geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ \phi / 4 \end{array} \right.$

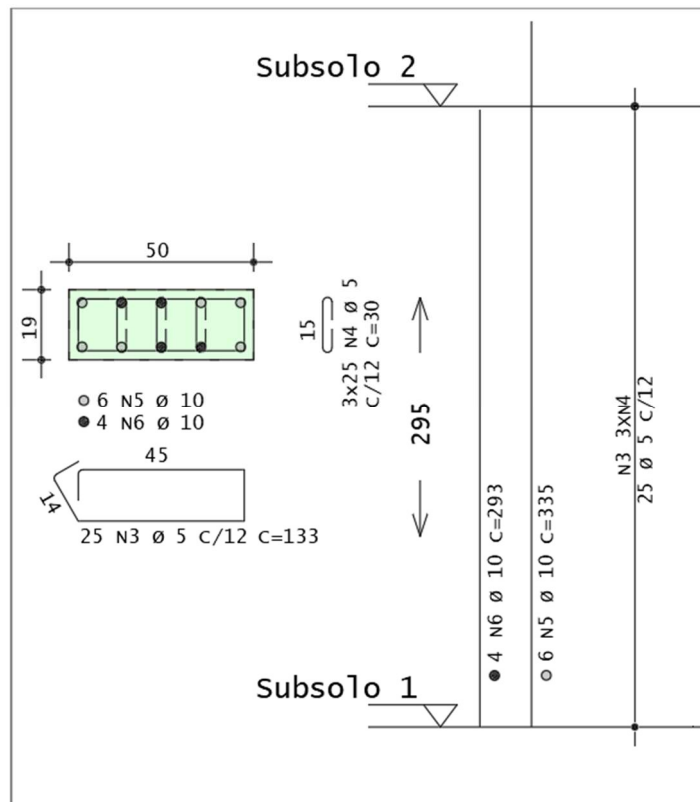
(fonte: elaborado pelo autor, 2021)

Figura 43 – Detalhamento do primeiro lance do pilar 24



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

Figura 44 – Detalhamento do primeiro lance do pilar 30



(fonte: elaborada pelo autor, 2021)

6 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS

A realização deste trabalho permitiu a aplicação simultânea de diversos conceitos aprendidos durante o período de graduação de forma isolada em conjunto com um aprofundamento em relação aos critérios normativos necessários para a prática do projeto estrutural. Foi possível observar a importância relativa de cada etapa do processo, tendo a fase de concepção uma relevância significativa na produtividade e na qualidade do resultado final.

Foram observados pontos de atenção em relação a fase de concepção, procurando evitar complicações ou retrabalhos na fase de detalhamento, como, por exemplo, larguras de apoios que dificultem a ancoragem das barras e controle das dimensões relativas nas regiões de encontros entre vigas para redução da armadura necessária de suspensão.

A comparação entre soluções estruturais foi um interessante instrumento para estudo do comportamento global da estrutura e avaliação de aspectos relevantes no seu desempenho. Também é importante ressaltar a relevância da questão econômica na definição de um arranjo estrutural, pois esta se torna uma ferramenta essencial para a tomada de decisões do engenheiro e, como a todo momento existem variações nos custos dos insumos, a melhor concepção pode não ser a mesma em momentos distintos da economia.

Por fim, conhecer o funcionamento de um *software* comercial consolidado no mercado como o TQS, que traz grande liberdade ao projetista através de uma diversa gama de critérios ajustáveis, exigiu uma pesquisa aprofundada para compreensão dos fundamentos envolvidos na elaboração de grande parte destes critérios.

Diante dos assuntos estudados na elaboração do projeto, destacam-se como sugestões para possíveis trabalhos futuros um aprofundamento no estudo da influência da temperatura no comportamento da estrutura em Estado Limite Último e de Serviço, o dimensionamento das fundações e avaliação da interação solo-estrutura e a comparação entre a área de aço transversal necessária em pilares-parede calculados através de modelo de placa e pelas prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

7 REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de.

_____. **Curso de Concreto Armado**. Vol. 1. 3ª ed. Editora Dunas: Rio Grande. 2014.

_____. **Curso de Concreto Armado**. Vol. 2. 3ª ed. Editora Dunas: Rio Grande. 2014.

_____. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. 3ª ed. Editora Dunas: Rio Grande. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

BACARJI, Edgar; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares**. 1993. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. 2006. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2006.

BUENO, Mônica Maria Emerenciano. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

CAMPOS FILHO, Américo.

_____. **Dimensionamento de Seções Retangulares de Concreto Armado à Flexão Composta Normal**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014. Disponível em: <https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/solicitacoes_normais.pdf>. Acesso em 15 de setembro 2021.

_____. **Projeto de Pilares de Concreto Armado**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/pilares.pdf>>. Acesso em 24 de setembro 2021.

_____. **Projeto de Lajes Maciças de Concreto Armado**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014c. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>. Acesso em 12 de setembro de 2021.

CARVALHO, Roberto Chust; EL DEBS, Mounir Khalil. **Análise não-linear de pavimentos de edifícios de concreto através da analogia de grelha**. 1994. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Vol. 1. Editora Guanabara Dois S. A.: Rio de Janeiro. 1981.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1ª ed. Editora Pini: São Paulo, 2007.

LARANJEIRAS, Antônio Carlos Reis. **Edifícios sem juntas**. Salvador, Bahia, 2017.

MELO, Paula Rodrigues. **Pré-Dimensionamento de Estruturas de Madeira, de Aço e de Concreto para Auxílio à Concepção de Projetos Arquitetônicos**. Dissertação de Mestrado em Engenharia - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2013.

PARK, Robert; PAULAY, Thomas. **Reinforced concrete structures**. New York: John Wiley & Sons, 1975.

PINHEIRO, Libânio Miranda. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf>. Acesso em 17 de agosto de 2021.

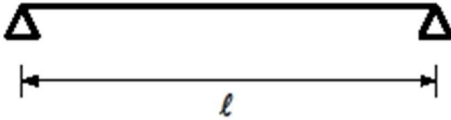
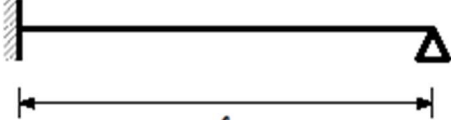
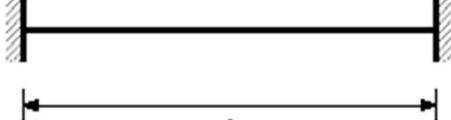
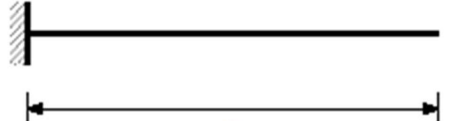
SILVA, Luiz Aurélio Fortes. **Boas recomendações para elaboração de projetos**. Disponível em <<http://www.abece.com.br/web/download/pdf/enece2011/Luiz%20Fortes%20-%20BOAS-RECOMENDACOES-PROJETOS-ESTRUTURAIIS-R0M.pdf>>. Acesso em 1 de agosto de 2021.

THOMAZ, Eduardo Christo Silveira. **Notas de Aula**. Disponível em <<http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/>>. Acesso em 5 de outubro de 2021.

TQS DOCS. **Grelha Não-linear**. Disponível em <<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3158>>. Acesso em 23 de setembro de 2021.

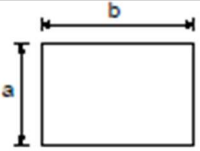
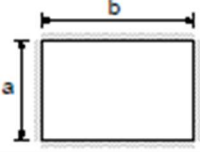
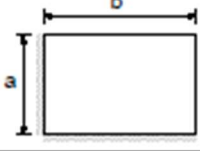
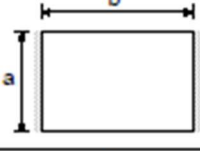

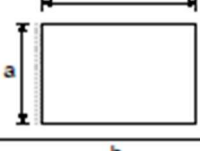
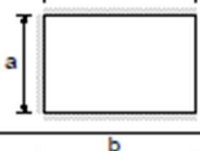
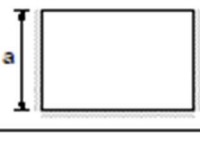
ANEXO A – Tabelas para dimensionamento de lajes maciças

Tabela 1 – Valores do coeficiente de cálculo de flechas (κ) para lajes unidirecionais

	1,30
	0,53
	0,26
	12,5

(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 9)

Tabela 2 – Valores do coeficiente de cálculo de flechas (κ) para lajes bidirecionais

a/b	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	0,99	0,85	0,71	0,59	0,48	0,40
	0,25	0,23	0,21	0,18	0,15	0,13
	0,46	0,41	0,36	0,30	0,25	0,21
	0,83	0,63	0,48	0,35	0,26	0,19
	0,25	0,25	0,24	0,23	0,21	0,19
	0,91	0,73	0,58	0,46	0,35	0,28
	0,48	0,44	0,41	0,36	0,31	0,28
	0,24	0,24	0,23	0,20	0,18	0,16
	0,44	0,38	0,32	0,25	0,20	0,16

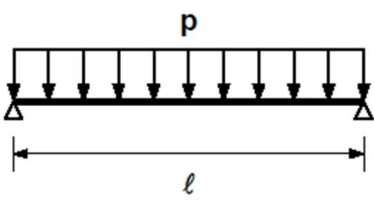
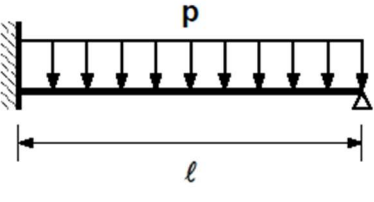
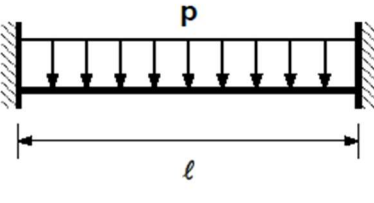
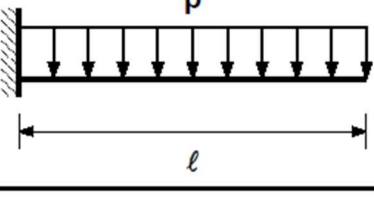
(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 10)

Tabela 3 – Valores do coeficiente α para obtenção de momentos em lajes bidirecionais

a/b			0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	m_a	0,099	0,086	0,073	0,061	0,051	0,042	
	m_b	0,032	0,037	0,040	0,042	0,043	0,042	
	m_a	0,041	0,038	0,034	0,029	0,025	0,021	
	m_b	0,010	0,013	0,017	0,018	0,020	0,021	
	m_a'	0,084	0,080	0,074	0,067	0,059	0,052	
	m_b'	0,058	0,058	0,058	0,057	0,055	0,052	
	m_a	0,057	0,052	0,045	0,039	0,033	0,027	
	m_b	0,016	0,020	0,024	0,026	0,027	0,027	
	m_a'	0,119	0,111	0,101	0,091	0,080	0,070	
	m_b'	0,082	0,082	0,080	0,078	0,074	0,070	
	m_a	0,084	0,065	0,049	0,037	0,027	0,020	
	m_b	0,036	0,038	0,039	0,037	0,034	0,031	
	m_b'	0,119	0,111	0,102	0,091	0,080	0,070	
	m_a	0,042	0,041	0,039	0,037	0,034	0,031	
	m_b	0,008	0,010	0,013	0,016	0,018	0,020	
	m_a'	0,084	0,083	0,082	0,078	0,074	0,070	
	m_a	0,091	0,075	0,060	0,048	0,037	0,030	
	m_b	0,034	0,038	0,040	0,039	0,038	0,036	
	m_b'	0,122	0,117	0,110	0,102	0,093	0,084	
	m_a	0,060	0,056	0,051	0,046	0,040	0,036	
	m_b	0,015	0,019	0,023	0,026	0,028	0,030	
	m_a'	0,122	0,116	0,109	0,101	0,093	0,084	
	m_a	0,042	0,040	0,037	0,033	0,029	0,026	
	m_b	0,009	0,012	0,015	0,018	0,019	0,021	
	m_a'	0,085	0,083	0,079	0,074	0,068	0,062	
	m_b'	0,056	0,057	0,058	0,058	0,057	0,055	
	m_a	0,055	0,048	0,040	0,033	0,026	0,021	
	m_b	0,018	0,023	0,025	0,027	0,026	0,026	
	m_a'	0,114	0,102	0,091	0,088	0,066	0,055	
	m_b'	0,082	0,081	0,078	0,074	0,068	0,062	

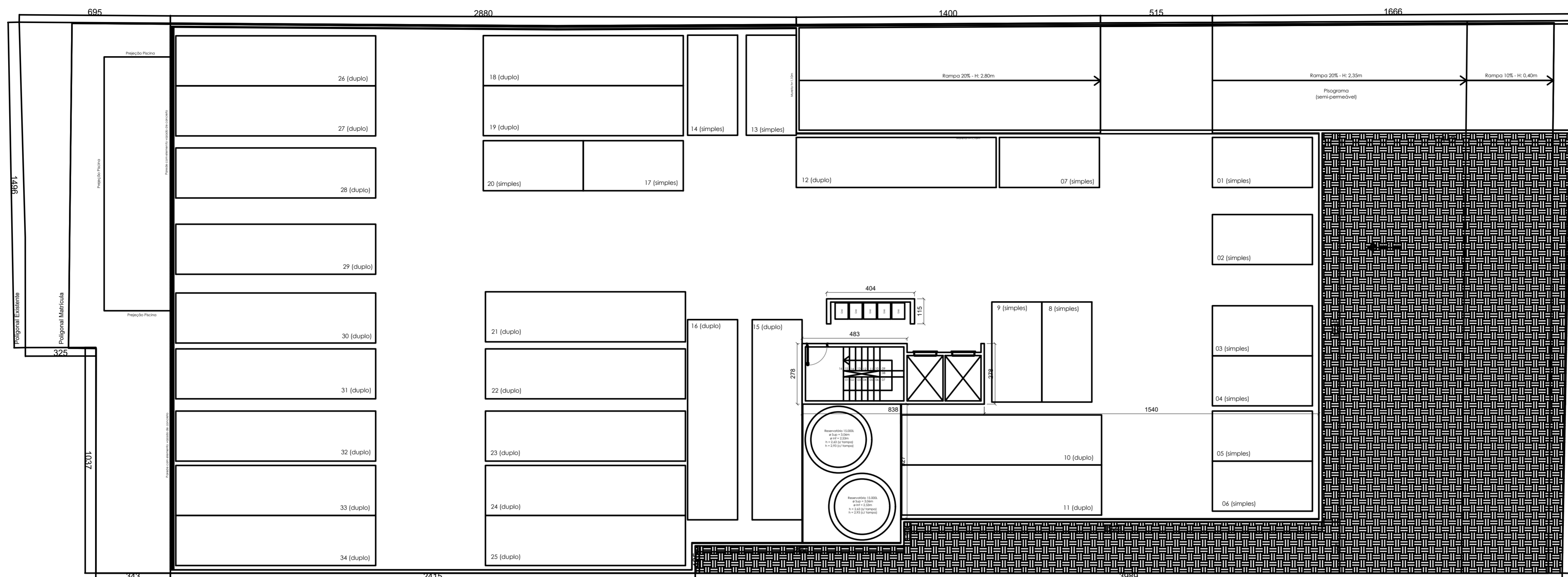
(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 28)

Tabela 4 – Solicitações em lajes unidirecionais

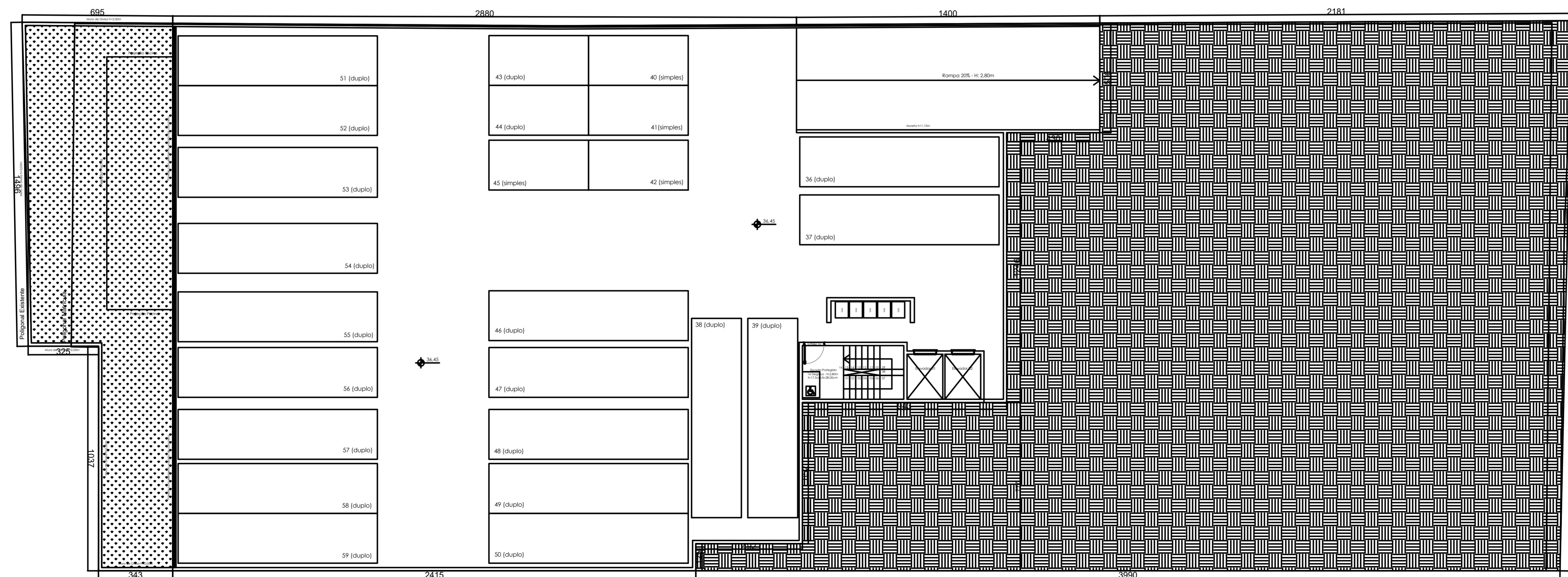
vinculação	regime elástico	regime rígido-plástico
	$m_V = p\ell^2/8$ $r = p\ell/2$	$m_V = p\ell^2/8$ $r = p\ell/2$
	$m_E = -p\ell^2/8$ $m_V = 9p\ell^2/128$ $r_E = p\ell/2 + M_E /\ell$ $r_A = p\ell/2 - M_E /\ell$	$m_E = -p\ell^2/8,88$ $m_V = p\ell^2/13,32$ $r_E = p\ell/2 + M_E /\ell$ $r_A = p\ell/2 - M_E /\ell$
	$m_E = -p\ell^2/12$ $m_V = p\ell^2/24$ $r = p\ell/2$	$m_E = -3p\ell^2/40$ $m_V = p\ell^2/20$ $r = p\ell/2$
	$m_E = -p\ell^2/2$ $r = p\ell$	$m_E = -p\ell^2/2$ $r = p\ell$

(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 16)

APÊNDICE A – Plantas arquitetônicas

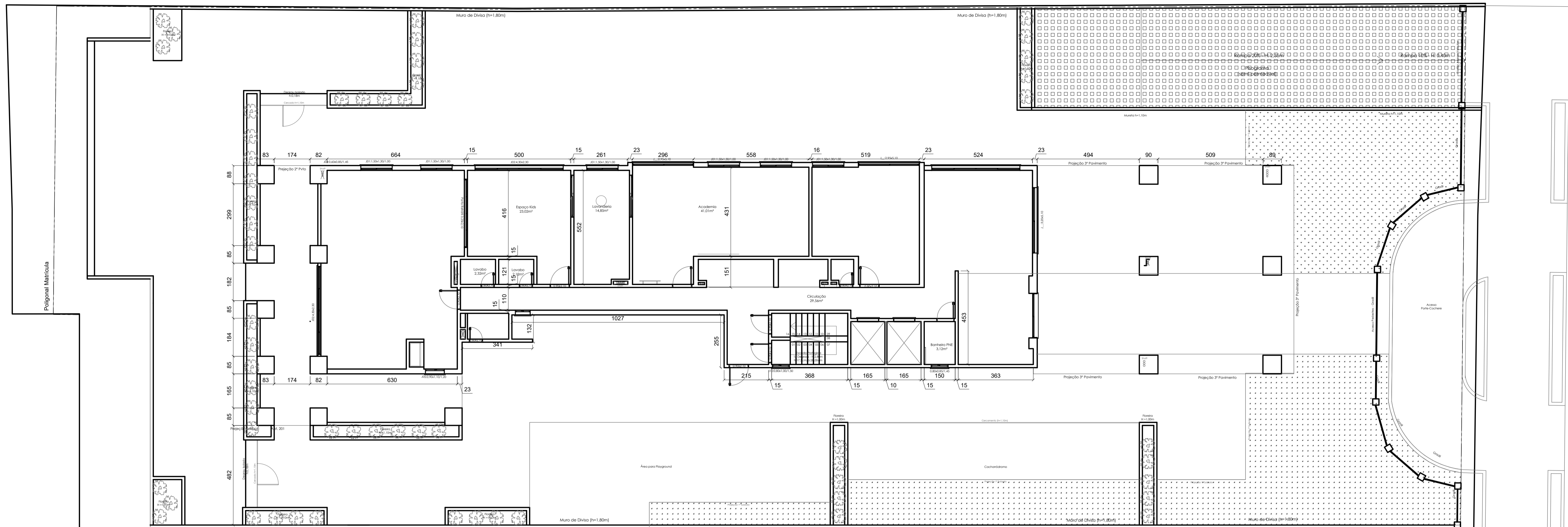


SUBSOLO - NÍVEL 1 ESCALA 1:100



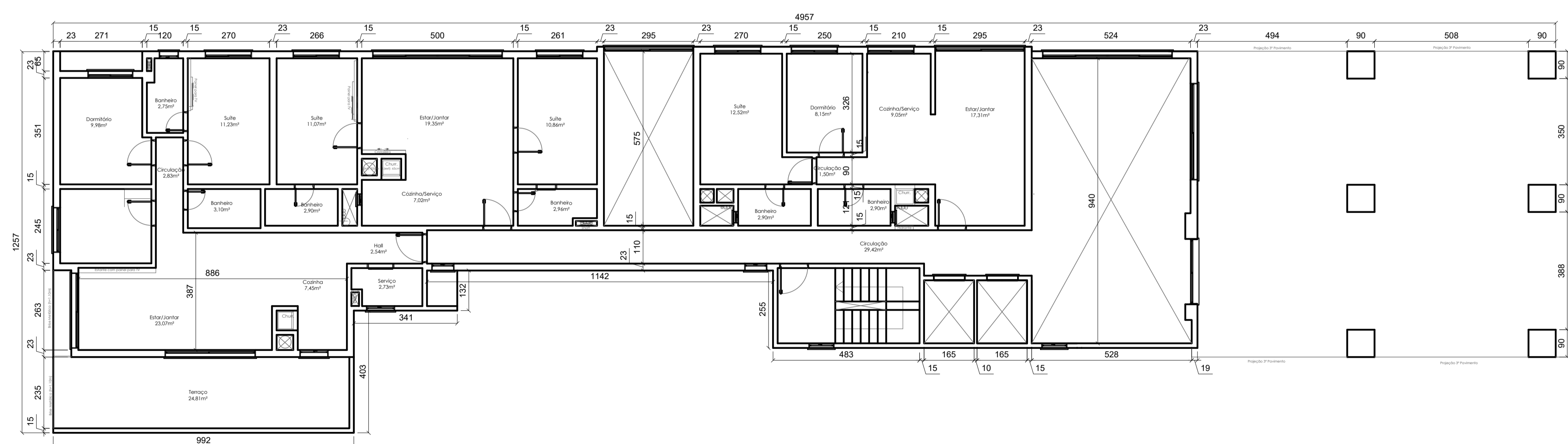
SUBSOLO - NÍVEL 2 ESCALA 1:100

PLANTA ARQUITETÔNICA - 01/05	
RESPONSÁVEL: RODRIGO ZAMBENEDETTI	
DATA: NOVEMBRO 2021	ESCALA: INDICADA



TÉRREO

ESCALA 1:100



2º PAVIMENTO

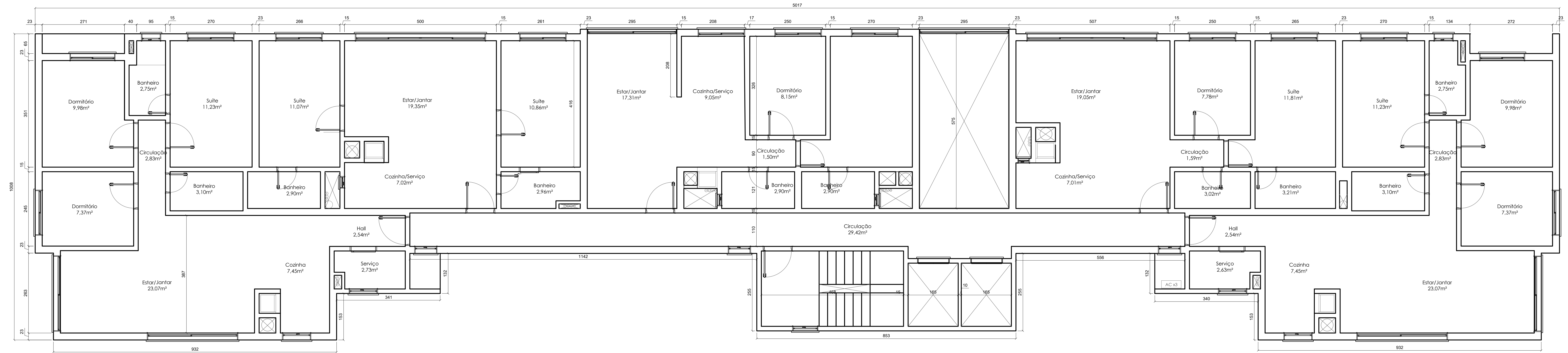
ESCALA 1:100

PLANTA ARQUITETÔNICA - 02/05

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
INDICADA



PAVIMENTO TIPO 1

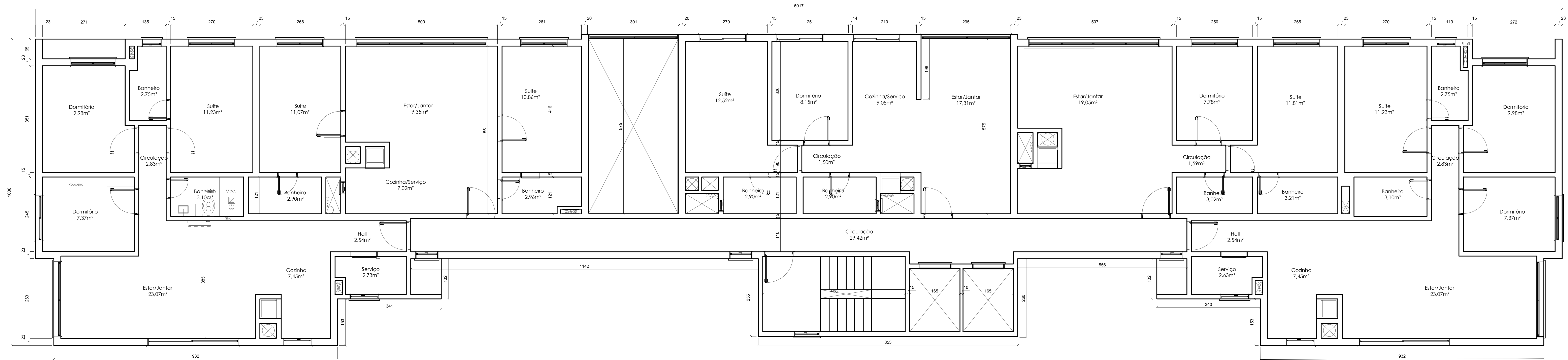
ESCALA 1:50

PLANTA ARQUITETÔNICA - 03/05

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
INDICADA



PAVIMENTO TIPO 2

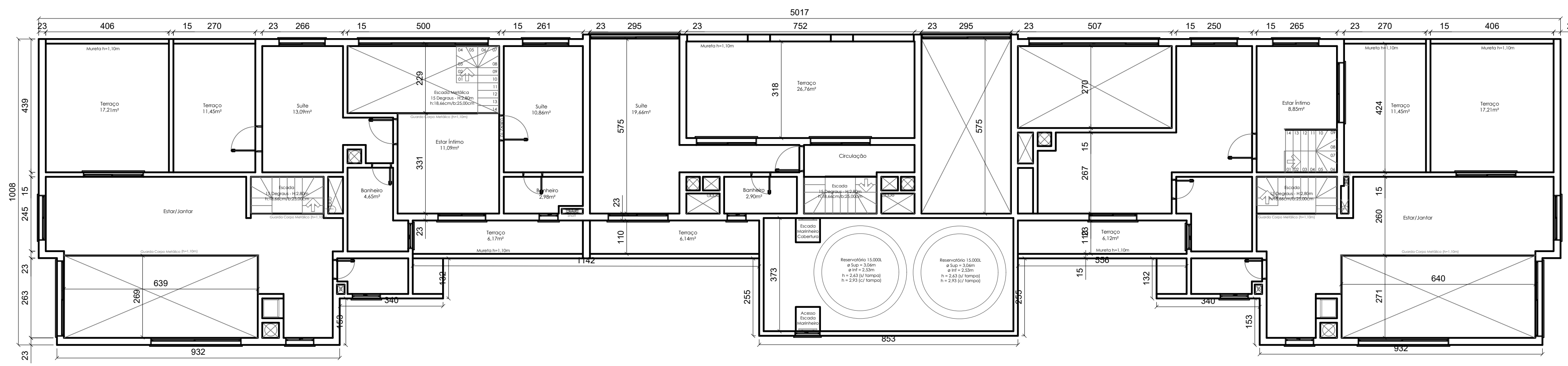
ESCALA 1:50

PLANTA ARQUITETÔNICA - 04/05

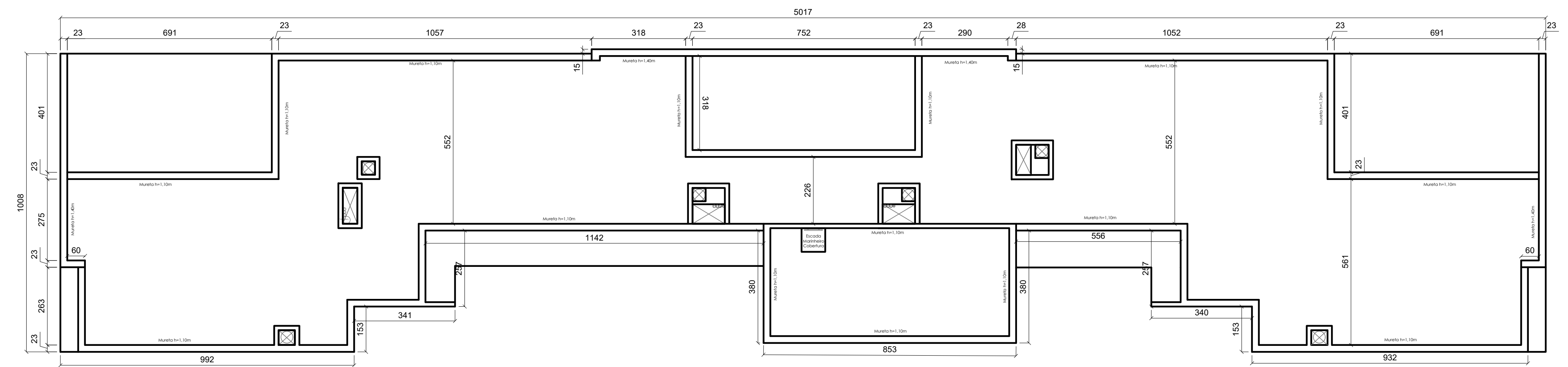
RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
INDICADA



13º PAVIMENTO
 ESCALA 1:100



COBERTURA
 ESCALA 1:100

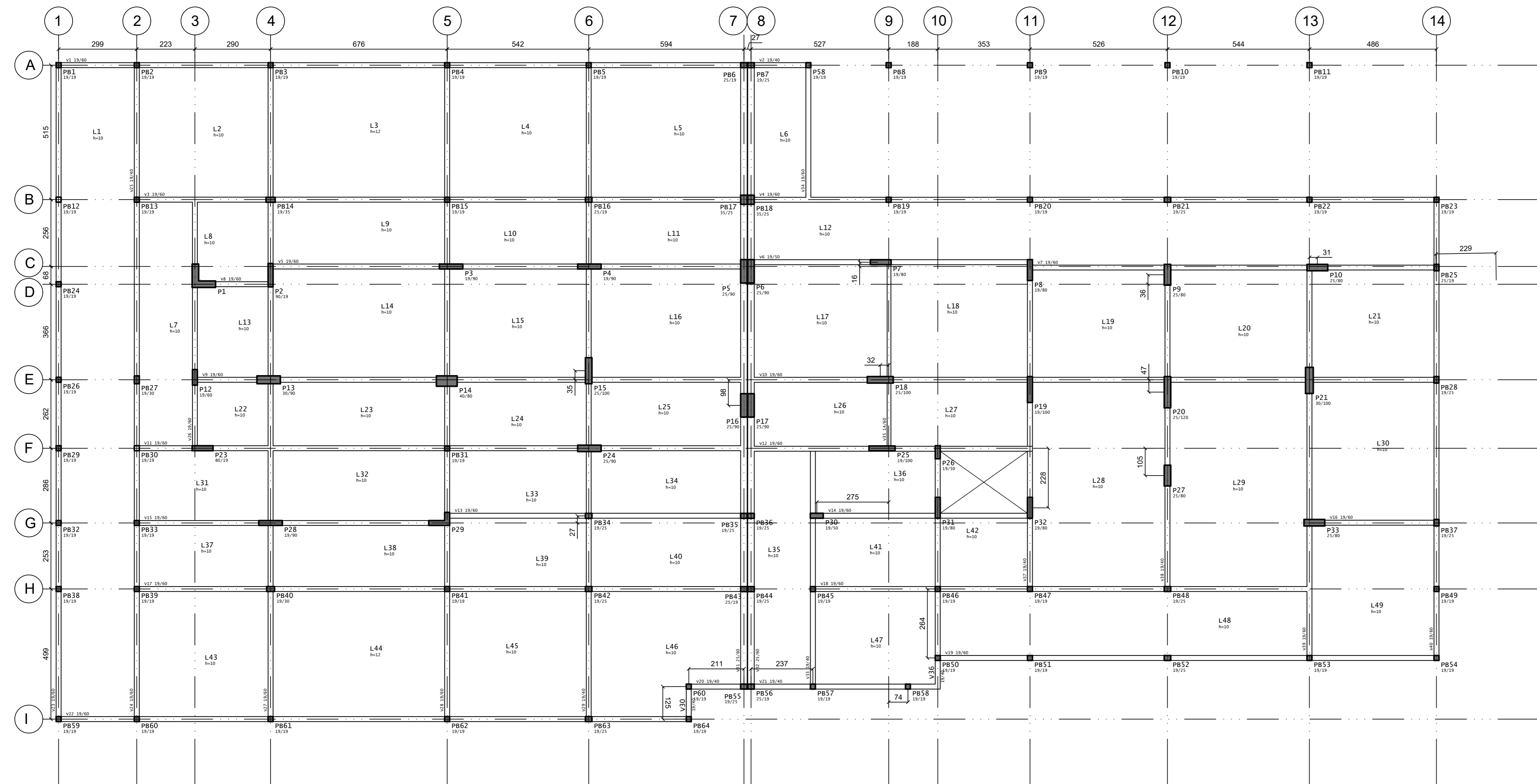
PLANTA ARQUITETÔNICA - 05/05

RESPONSÁVEL:
 RODRIGO ZAMBENEDETTI

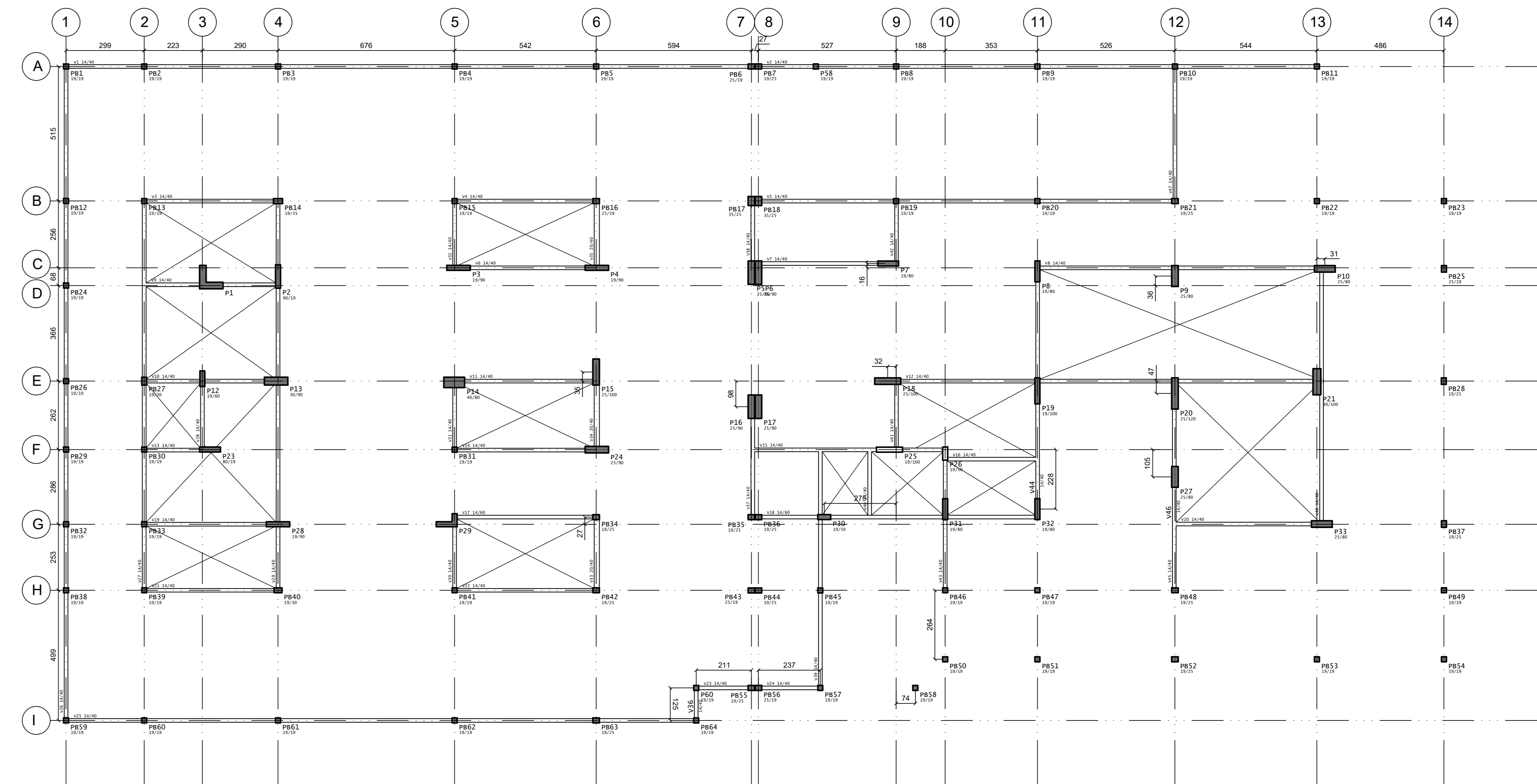
DATA:
 NOVEMBRO 2021

ESCALA:
 INDICADA

APÊNDICE B – Plantas de formas

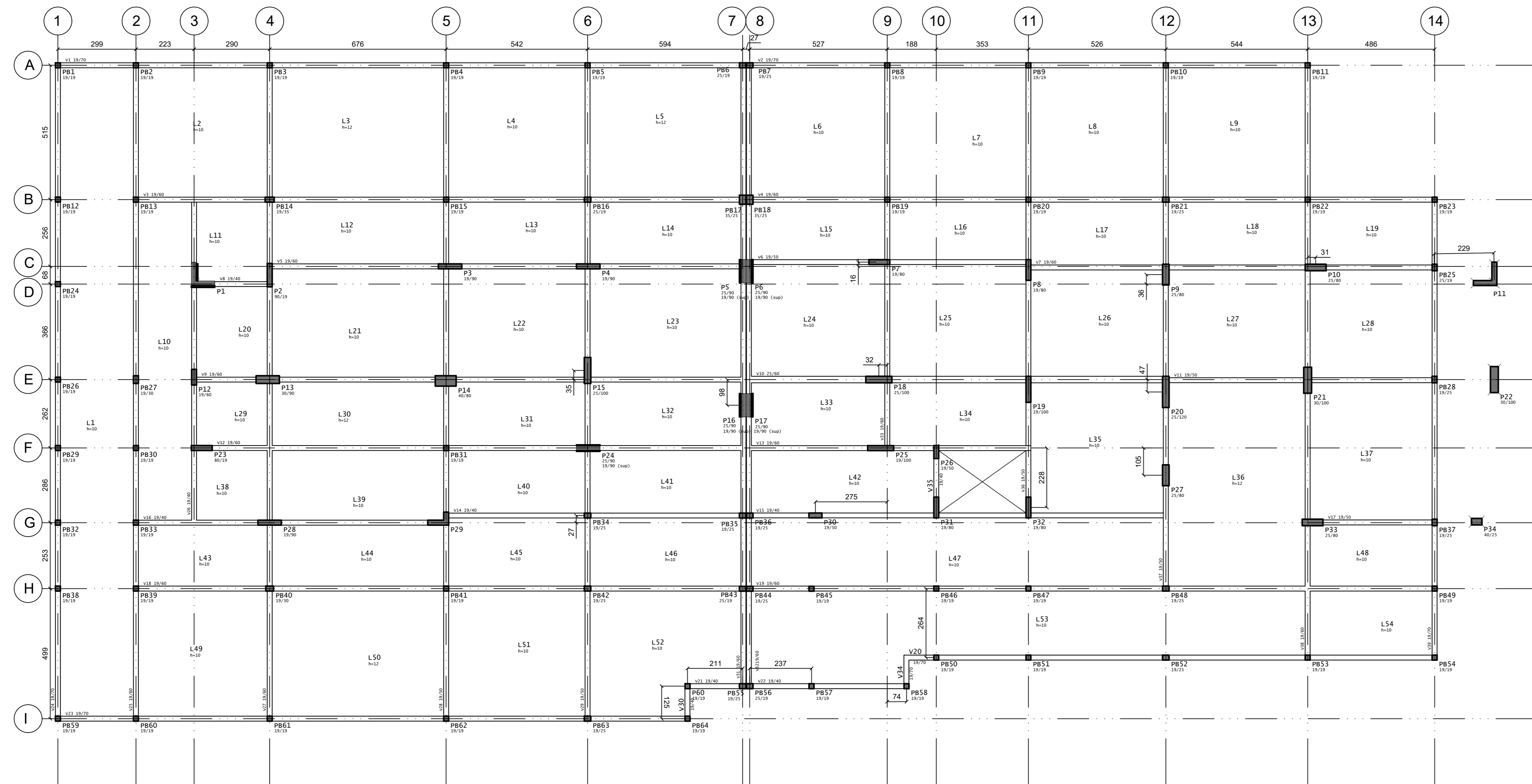


SUBSOLO - NÍVEL 1
 ESCALA 1:100

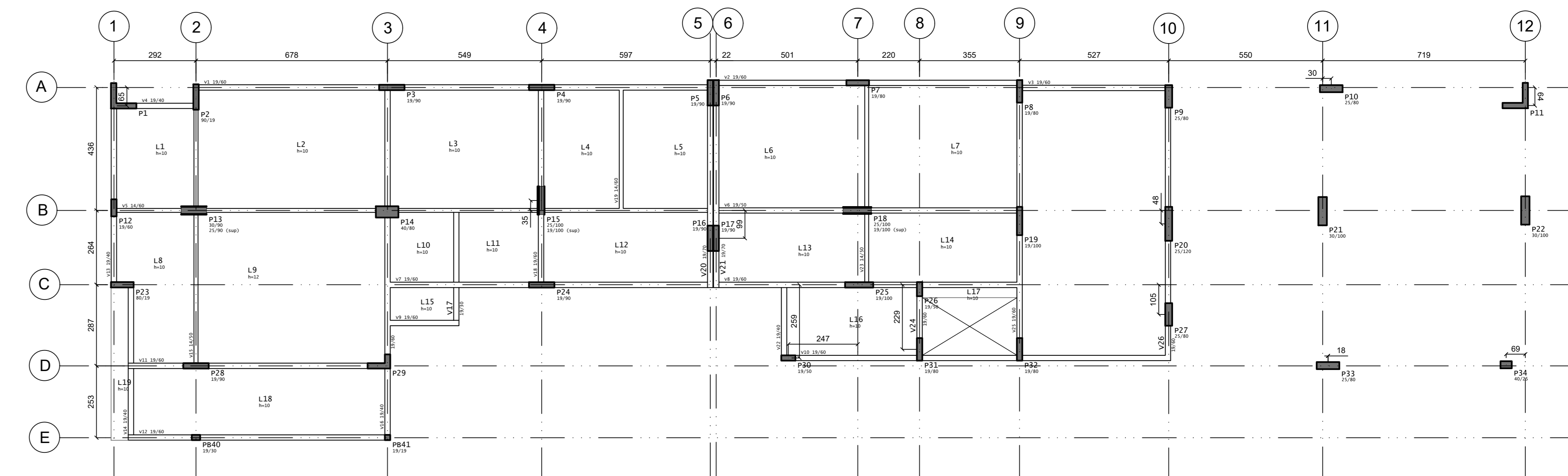


SUBSOLO - NÍVEL 2
 ESCALA 1:100

PLANTA DE FORMAS - 01/05	
RESPONSÁVEL: RODRIGO ZAMBENEDETTI	
DATA: NOVEMBRO 2021	ESCALA: INDICADA



TÉRREO
 ESCALA 1:100



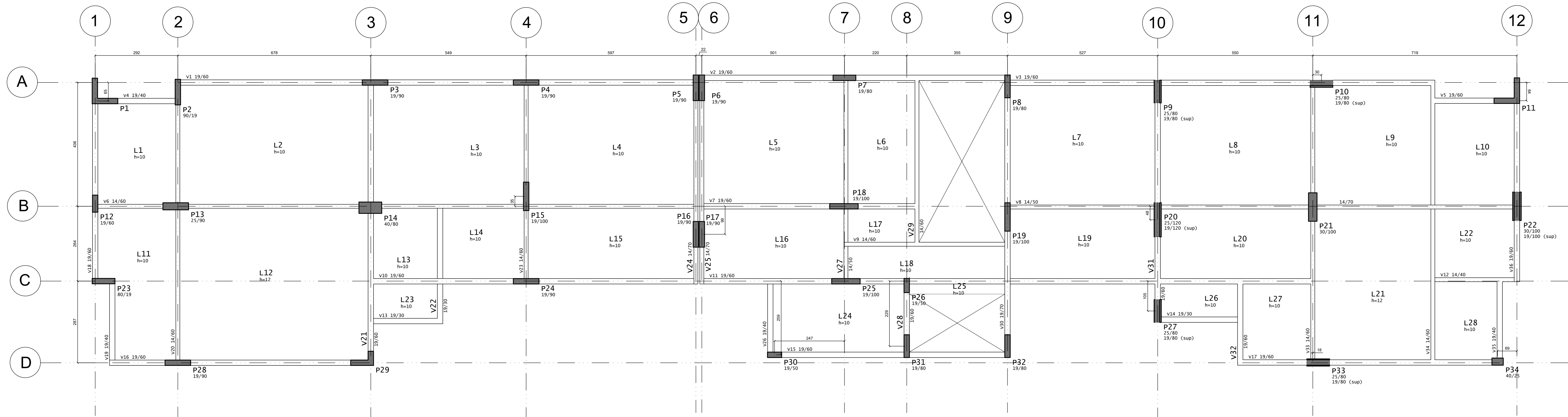
2º PAVIMENTO
 ESCALA 1:100

PLANTA DE FORMAS - 02/05

RESPONSÁVEL:
 RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
 NOVEMBRO 2021

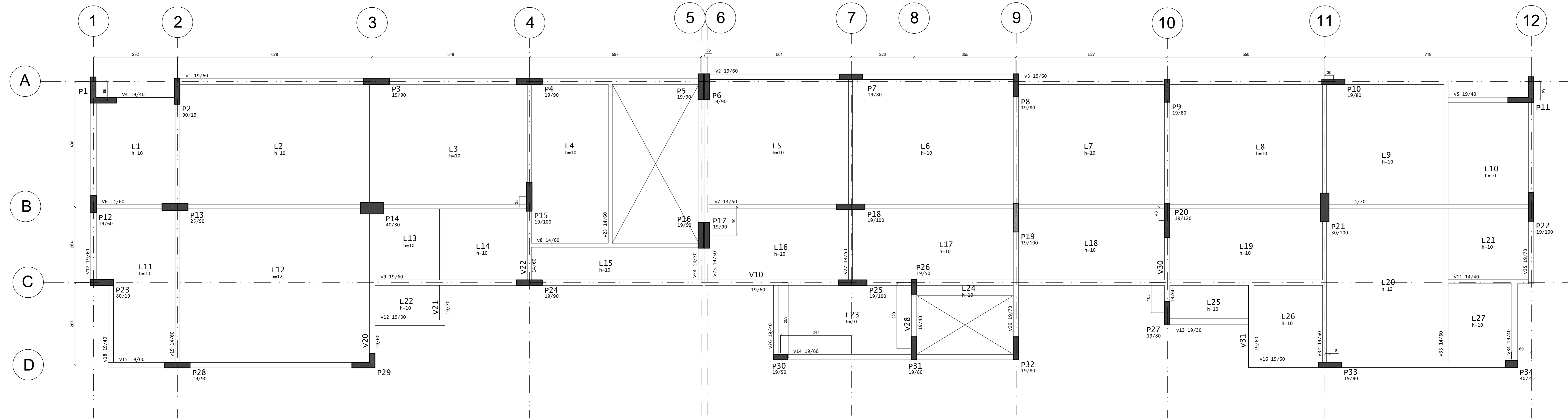
ESCALA:
 INDICADA



PAVIMENTO TIPO 1

ESCALA 1:50

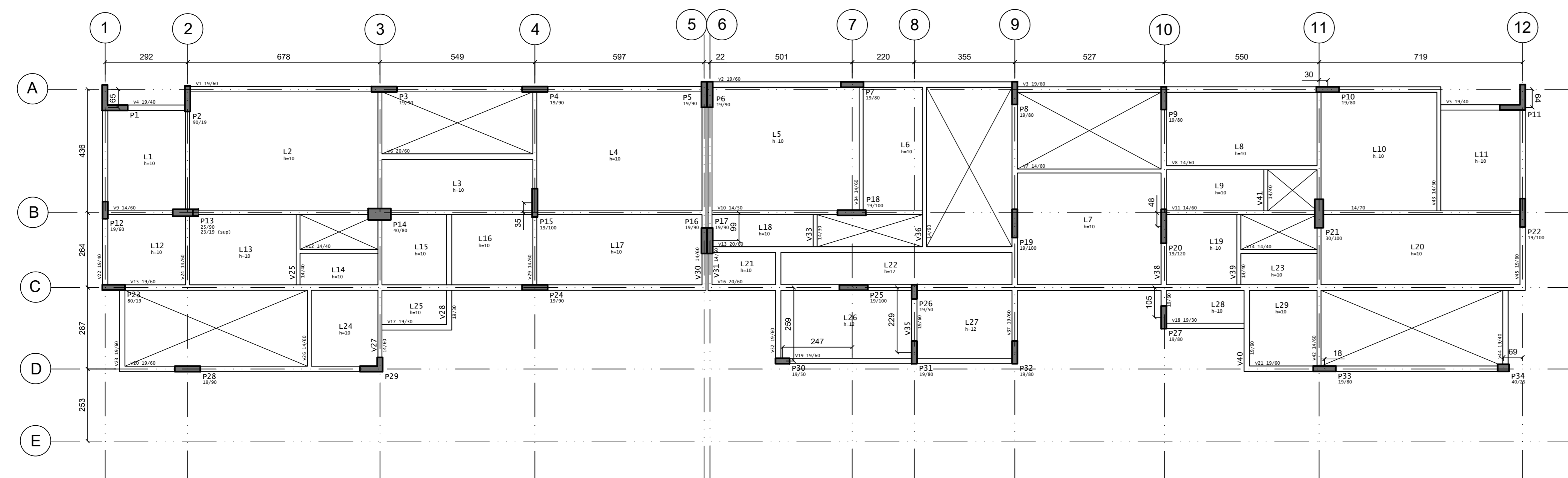
PLANTA DE FORMAS - 03/05	
RESPONSÁVEL: RODRIGO ZAMBENEDETTI	
DATA: NOVEMBRO 2021	ESCALA: INDICADA



PAVIMENTO TIPO 2

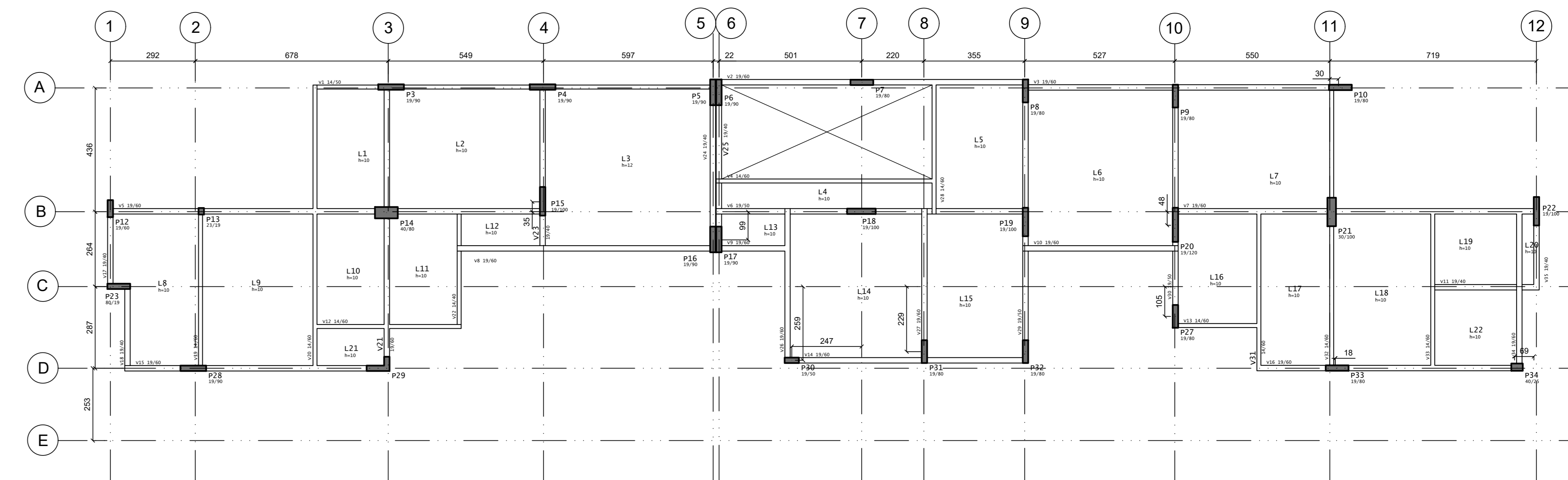
ESCALA 1:50

PLANTA DE FORMAS - 04/05	
RESPONSÁVEL: RODRIGO ZAMBENEDETTI	
DATA: NOVEMBRO 2021	ESCALA: INDICADA



13º PAVIMENTO

ESCALA 1:100



COBERTURA

ESCALA 1:100

PLANTA DE FORMAS - 05/05

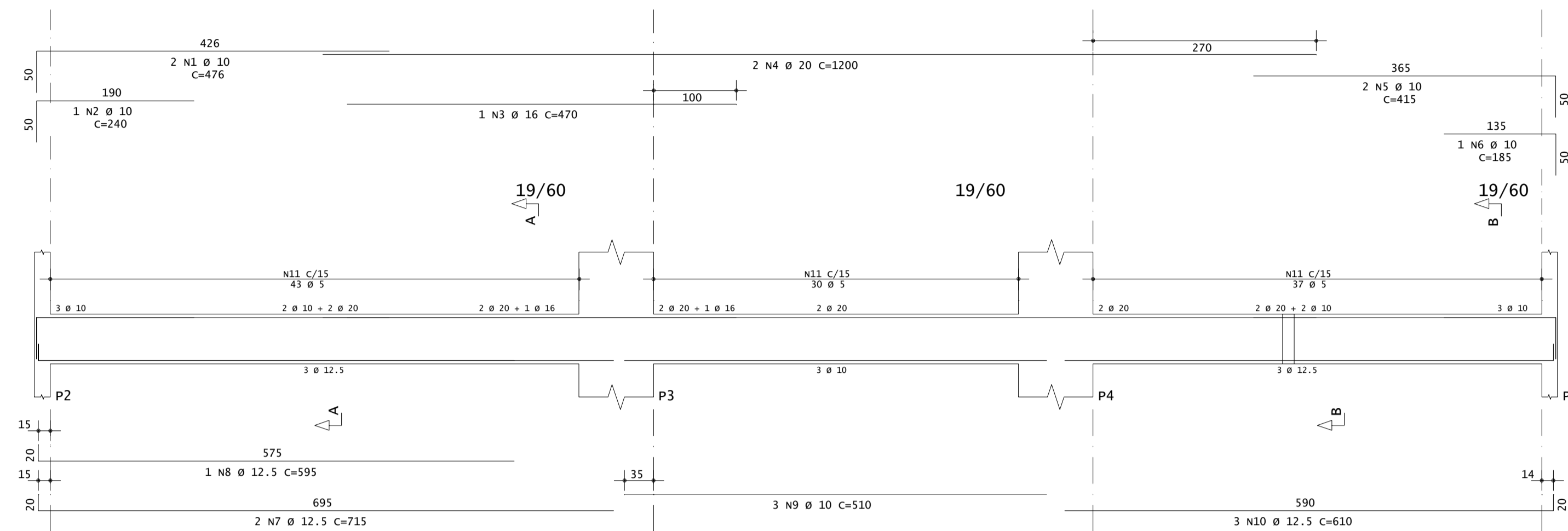
RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

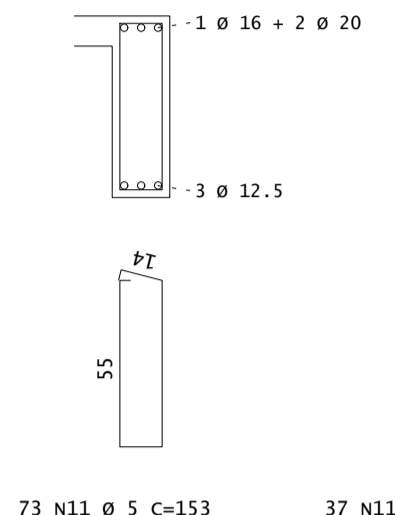
ESCALA:
INDICADA

APÊNDICE C – Detalhamento de vigas

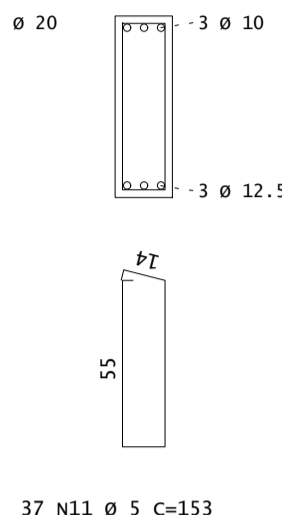
V1



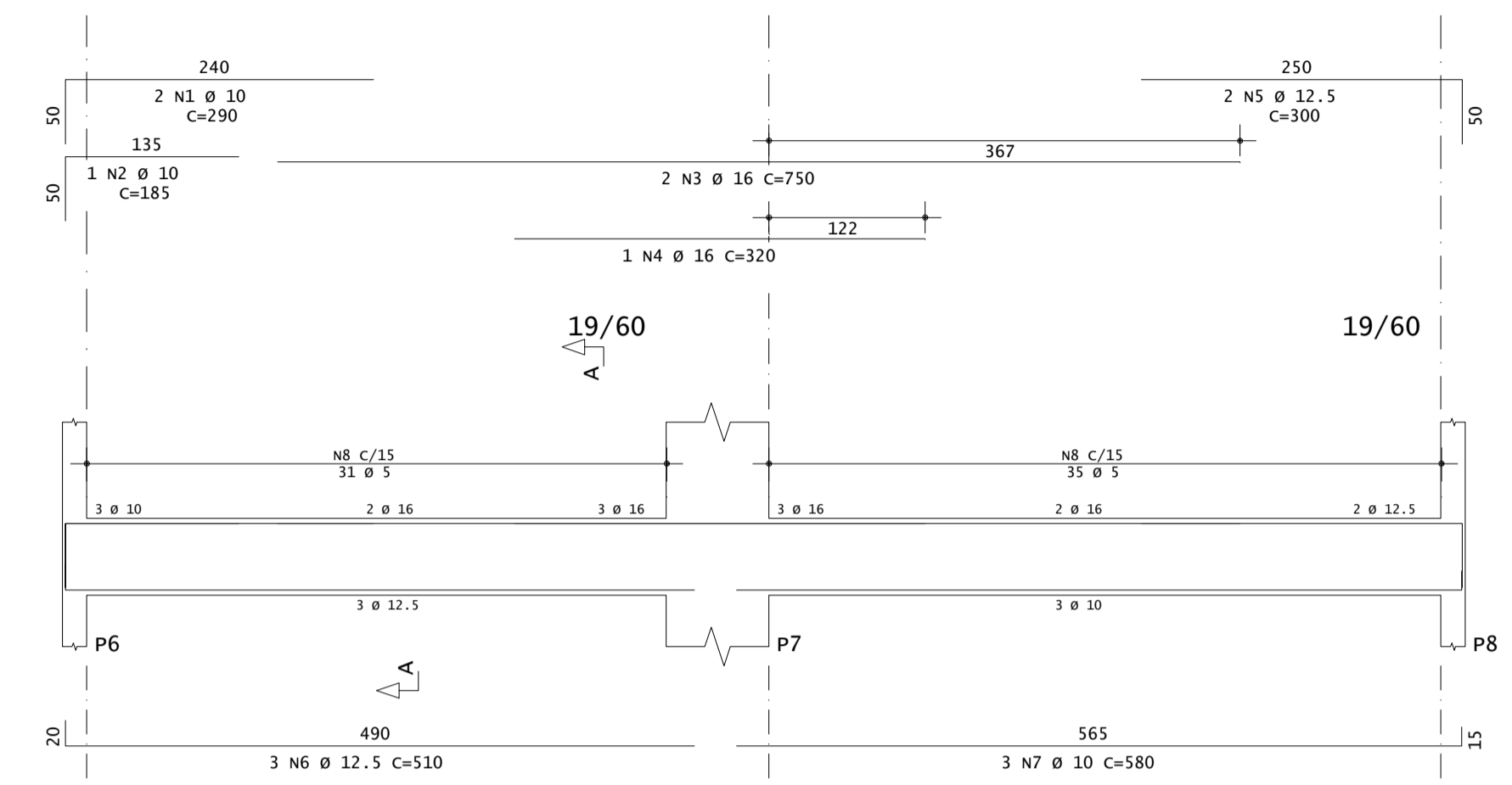
Corte A



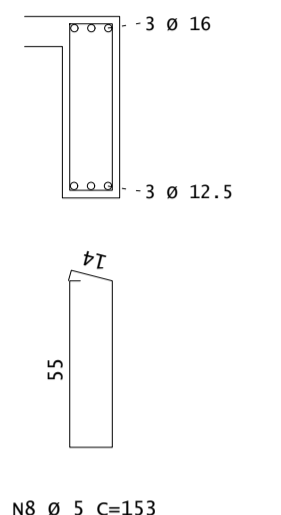
Corte B



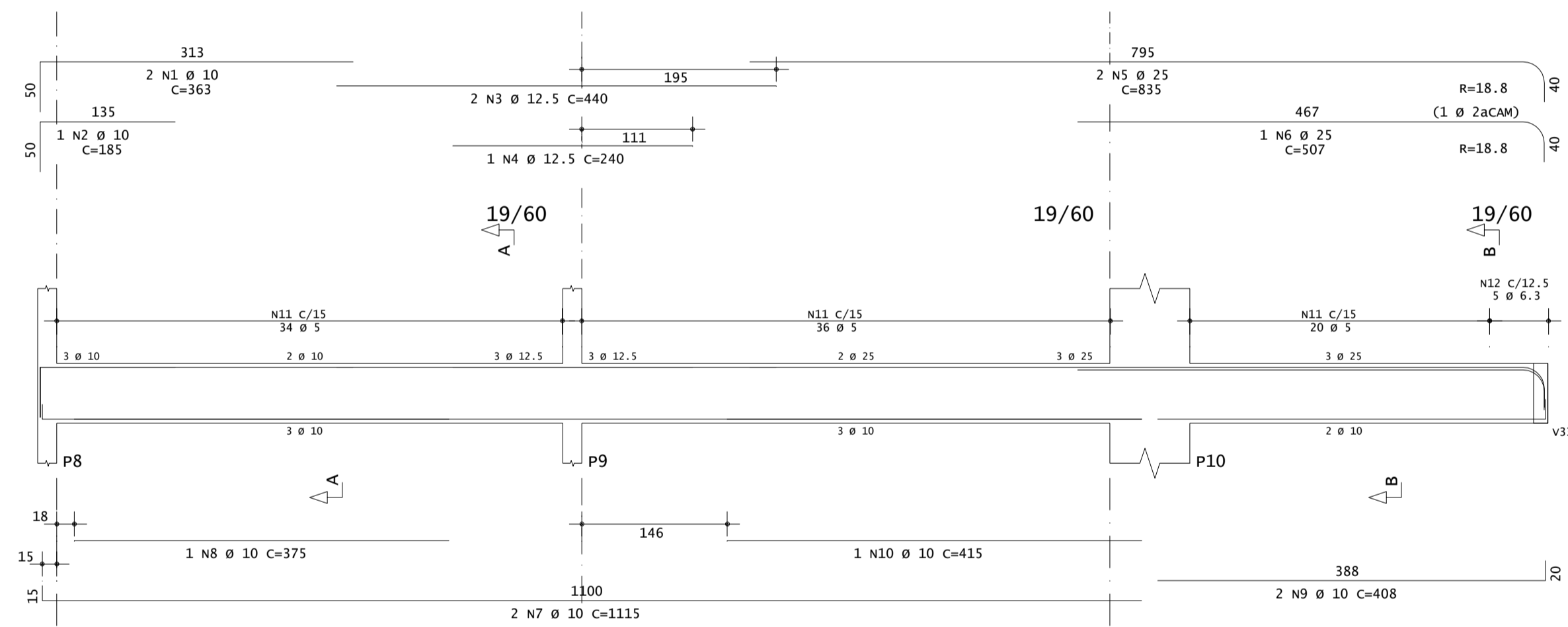
V2



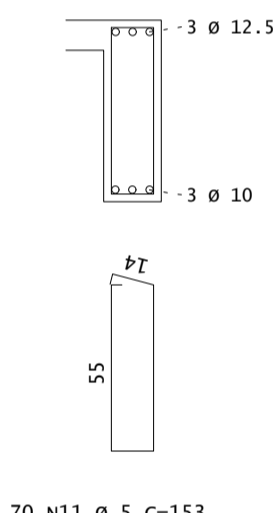
Corte A



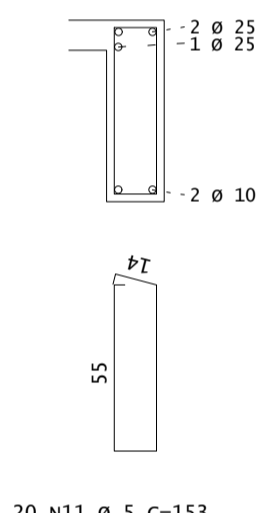
V3



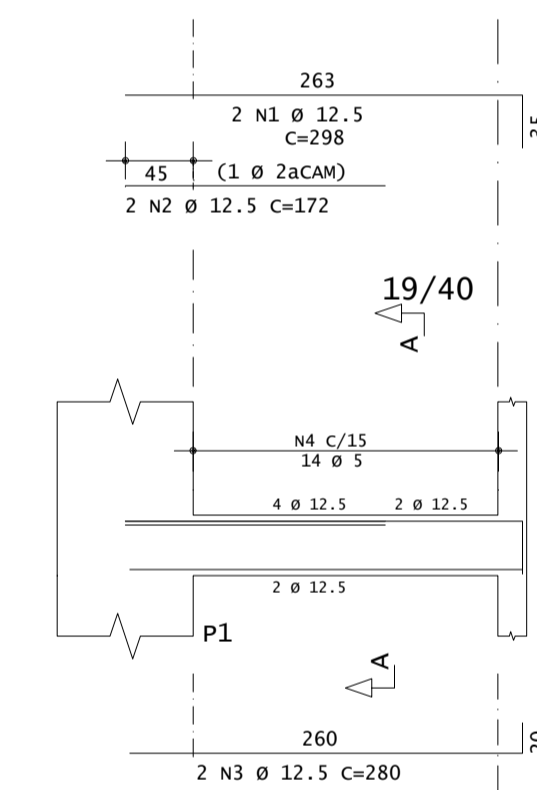
Corte A



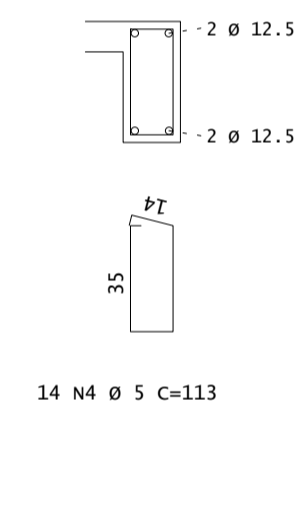
Corte B



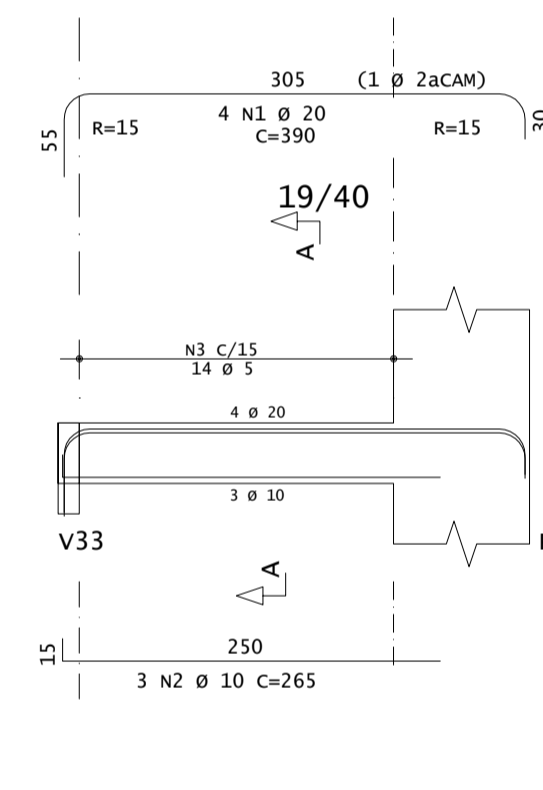
V4



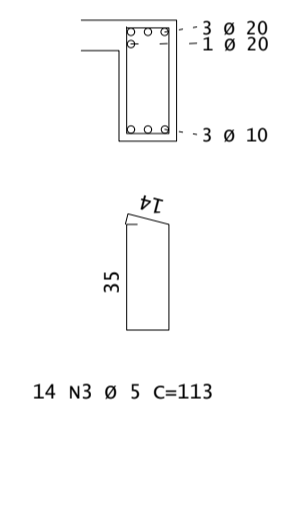
Corte A



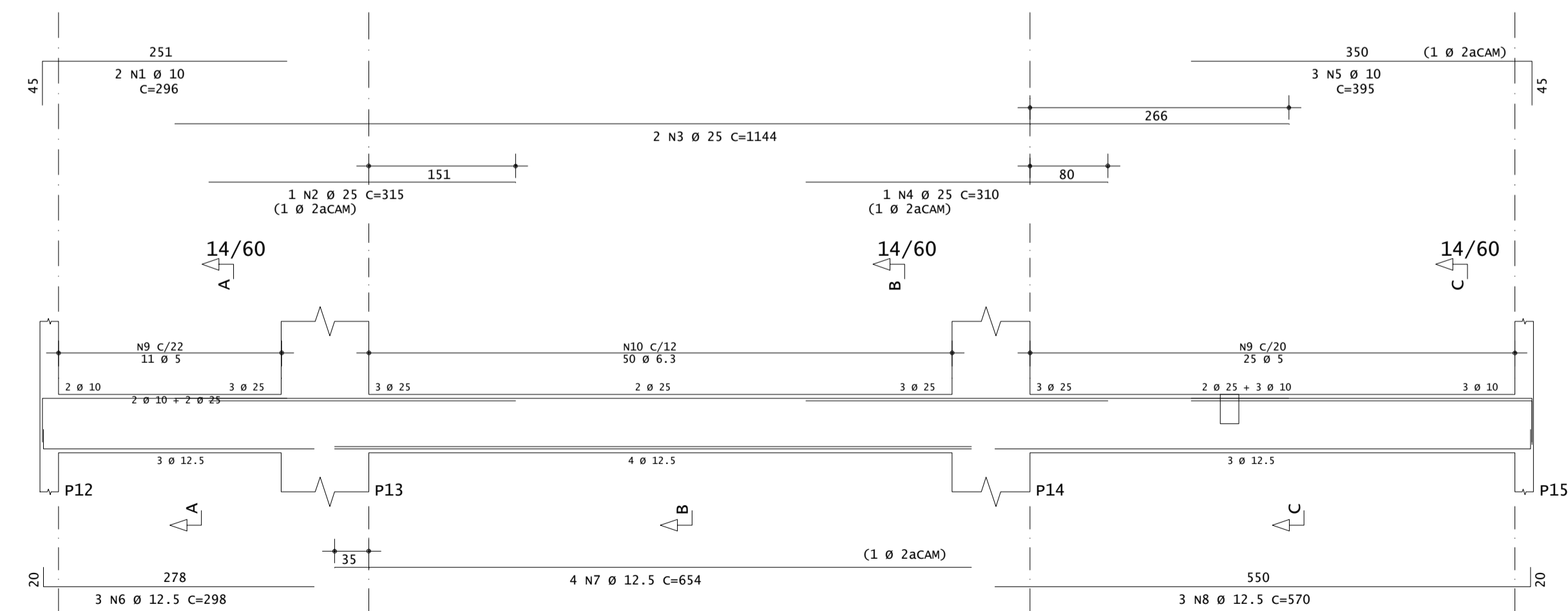
V5



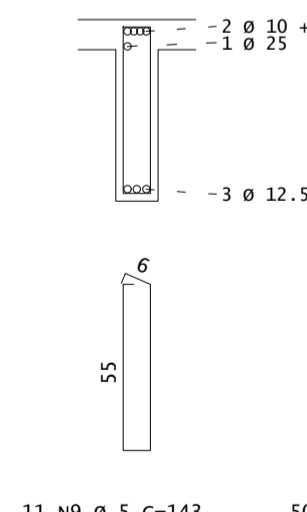
Corte A



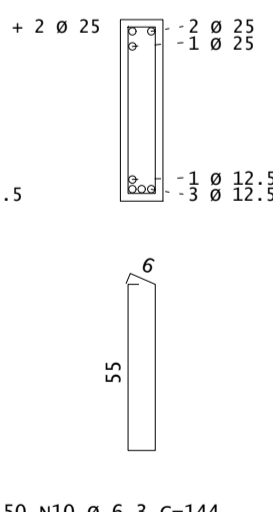
V6



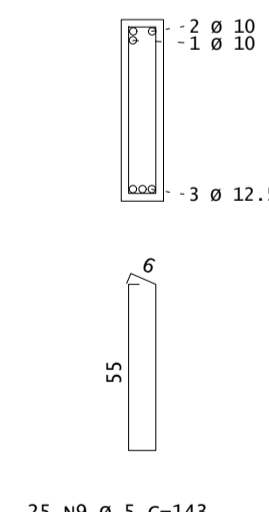
Corte A



Corte B



Corte C



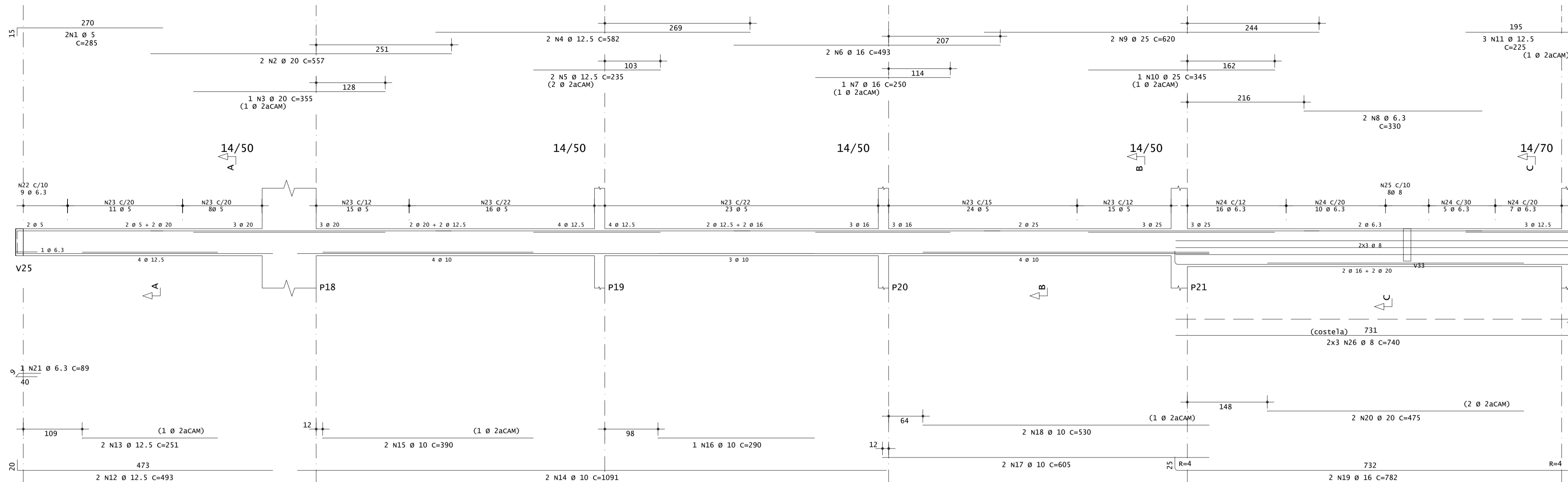
VIGAS - ARMADURAS - 01/05
4º PAVIMENTO

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

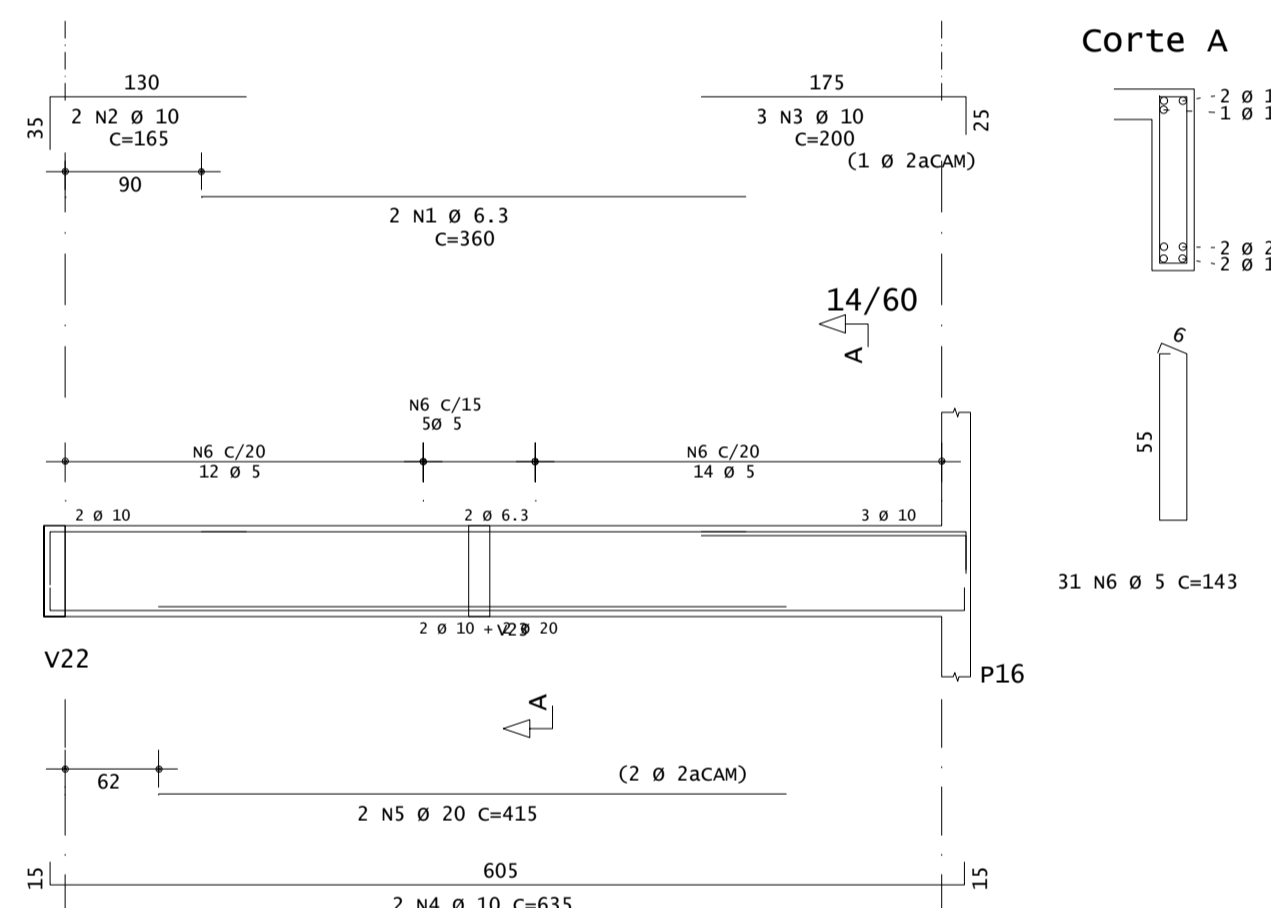
DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

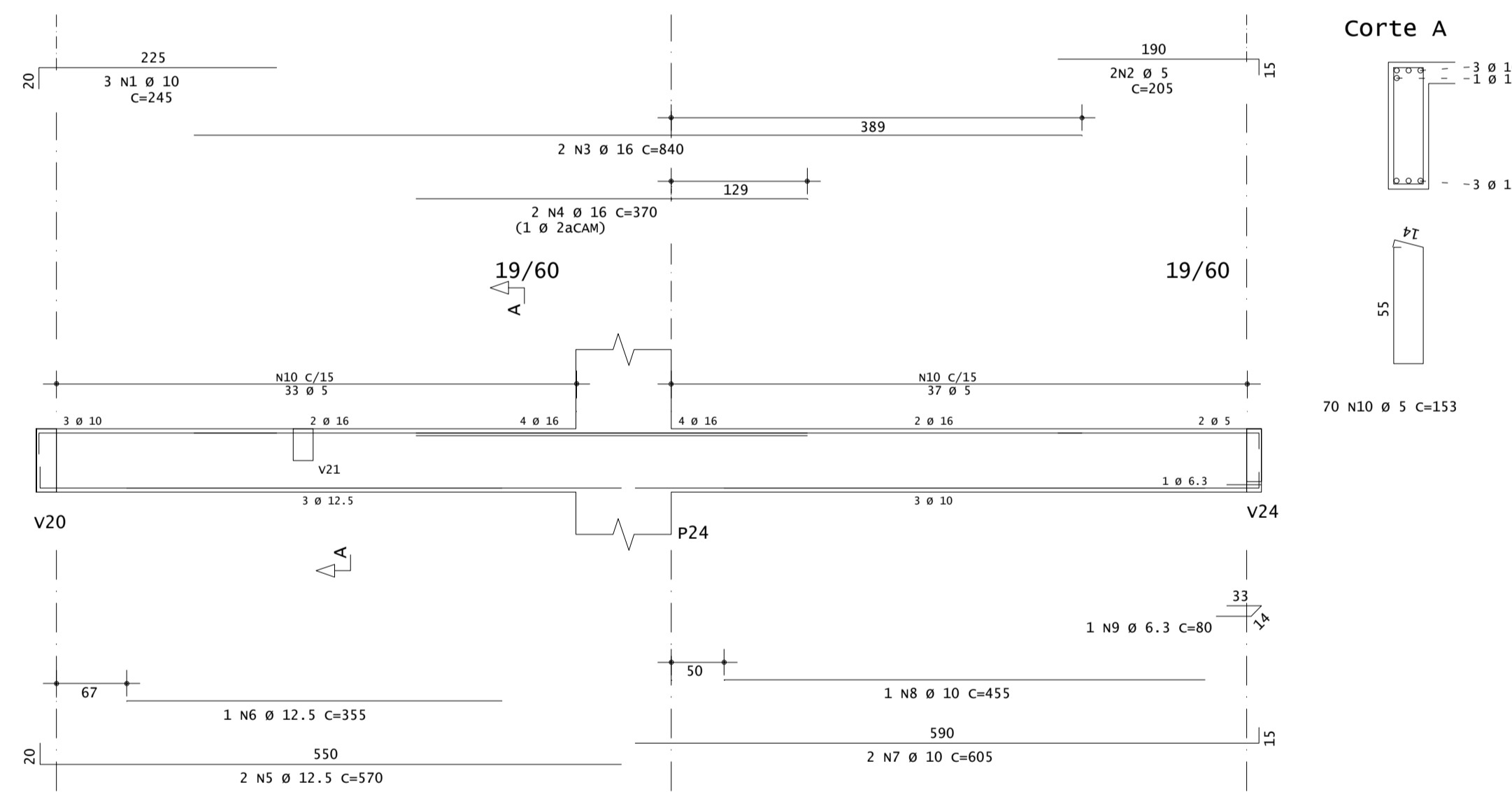
V7



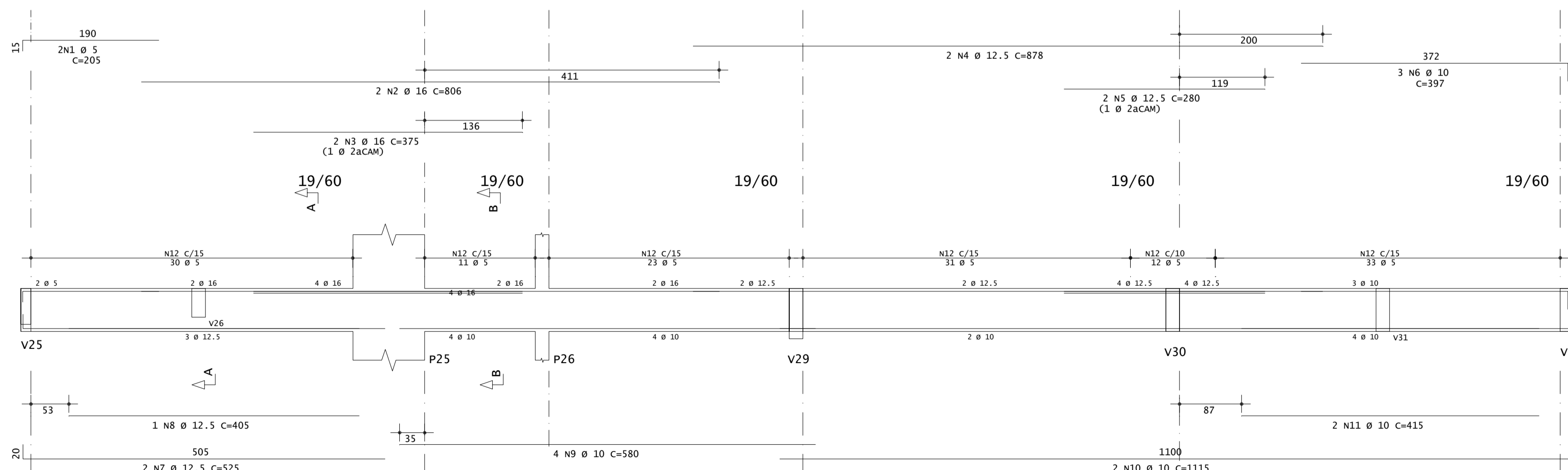
V8



V9

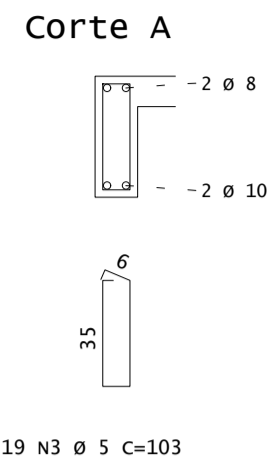
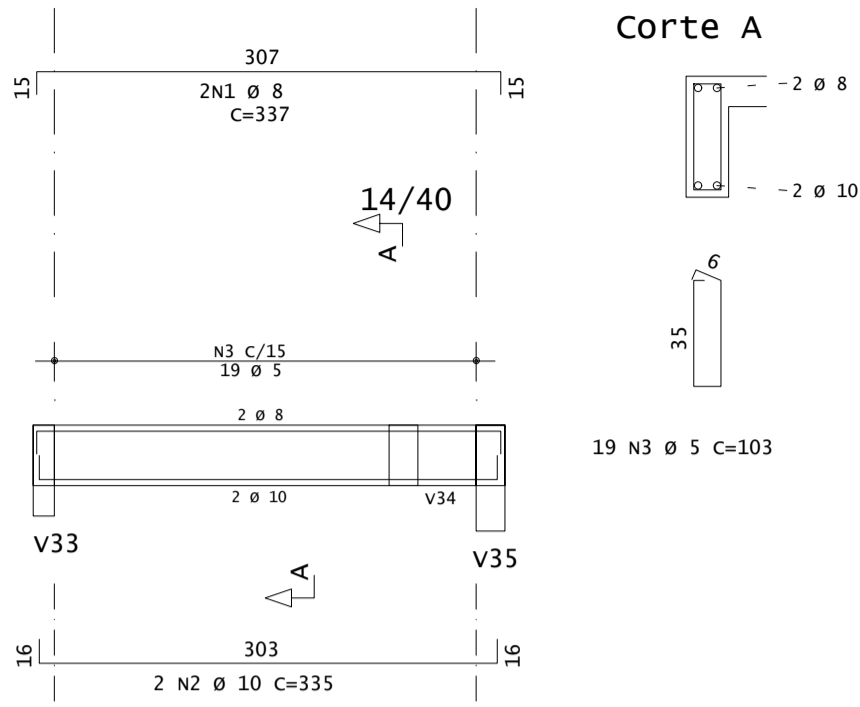


V10

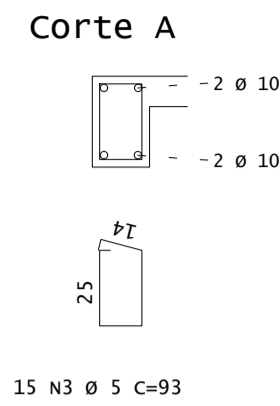
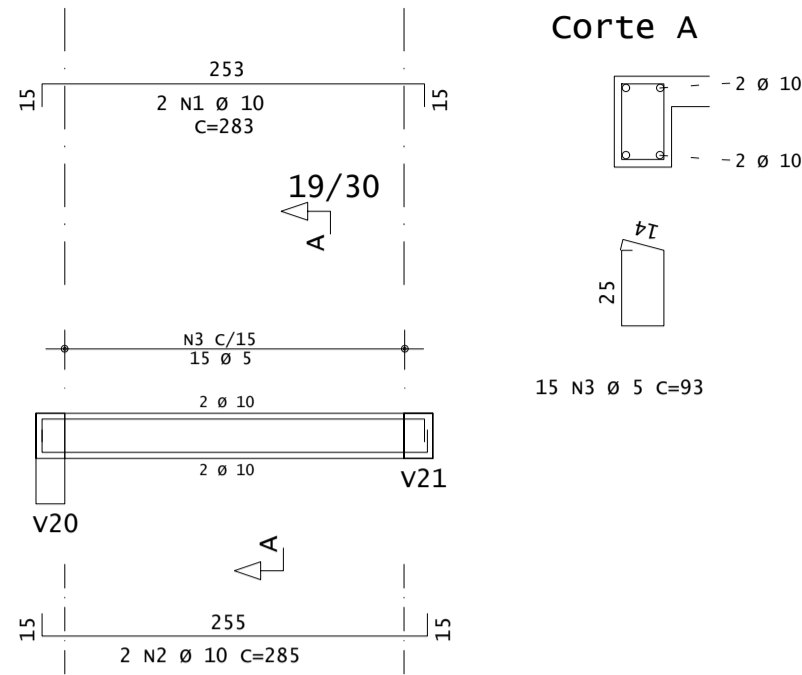


VIGAS - ARMADURAS - 02/05	
4º PAVIMENTO	
RESPONSÁVEL: RODRIGO ZAMBENEDETTI	
DATA: NOVEMBRO 2021	ESCALA: 1:50

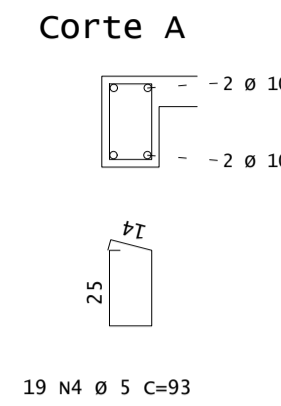
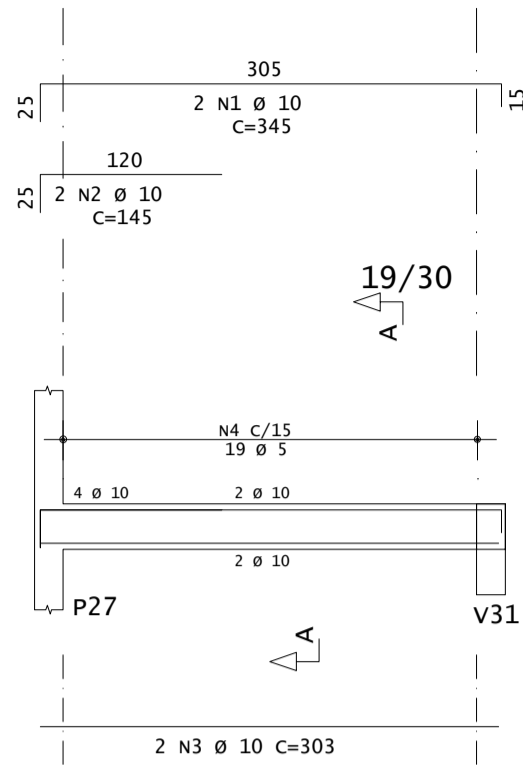
V11



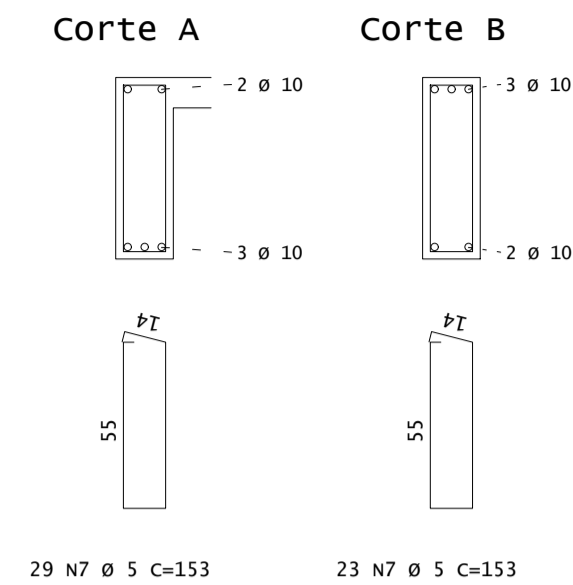
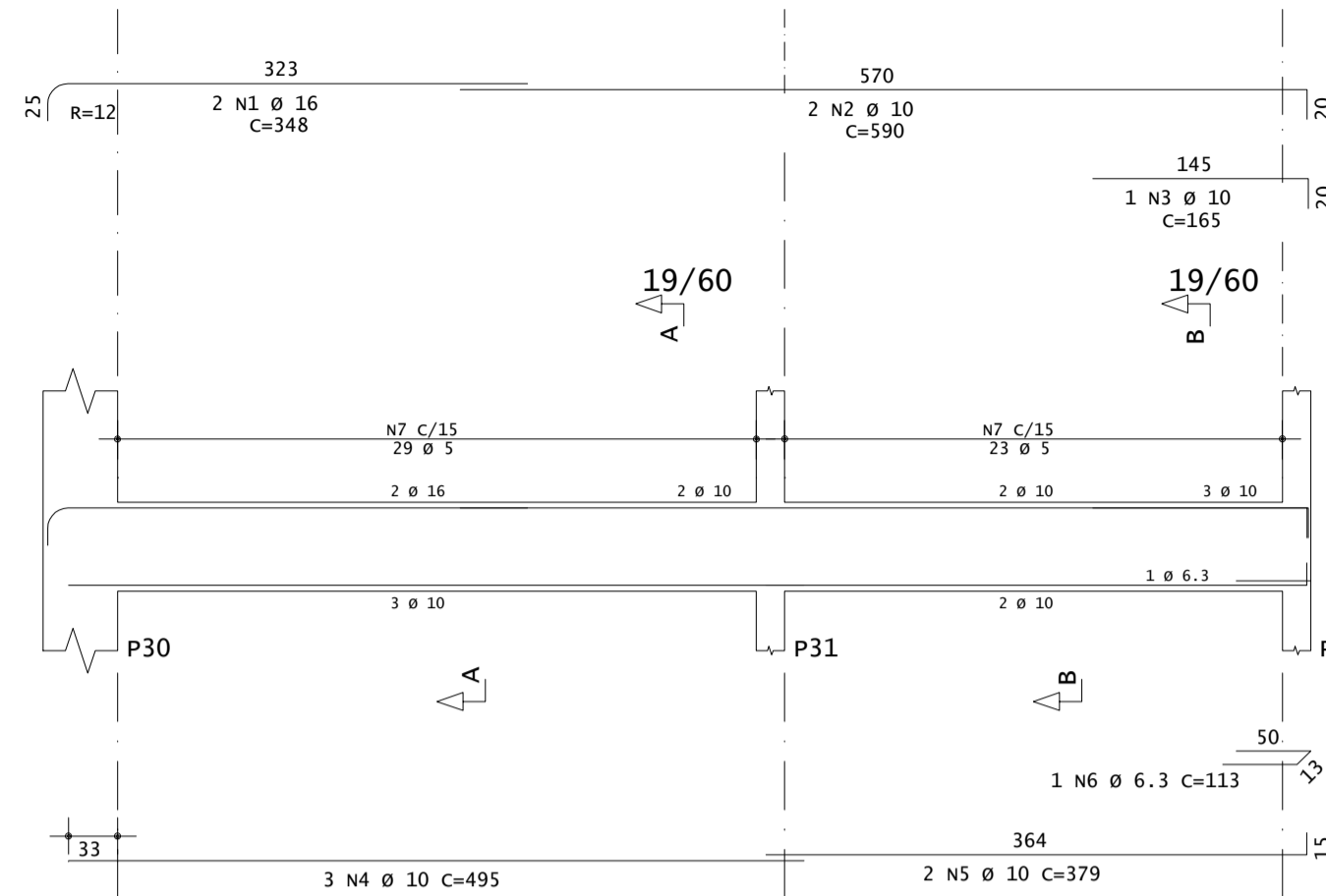
V12



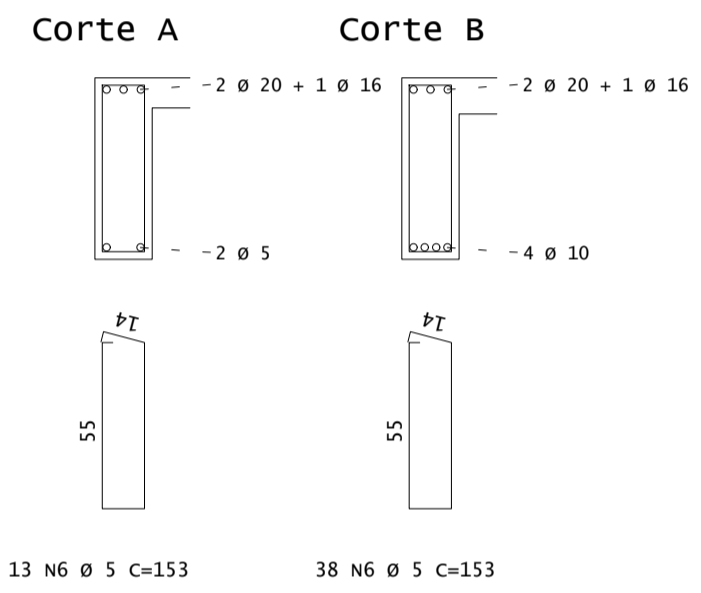
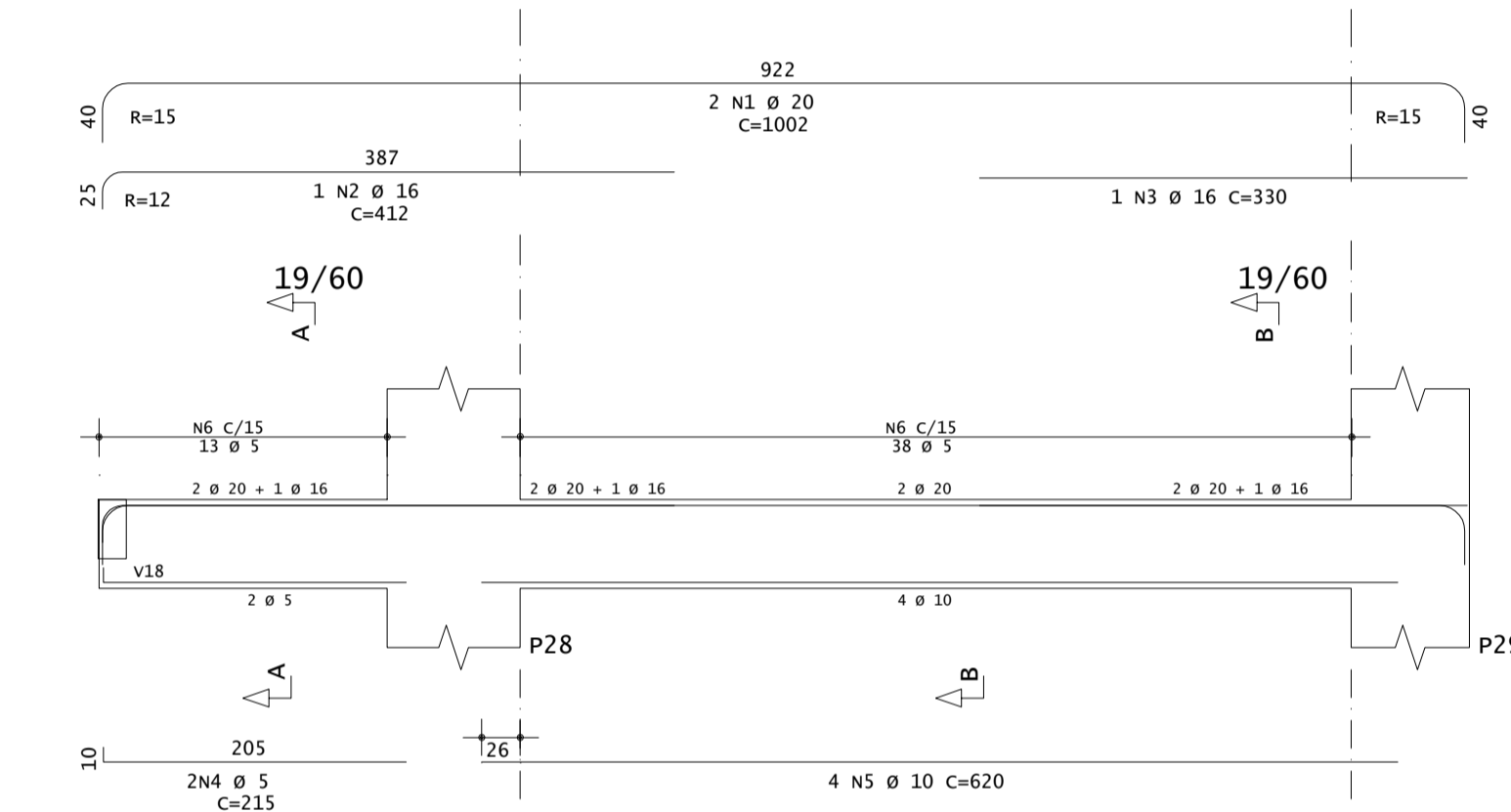
V13



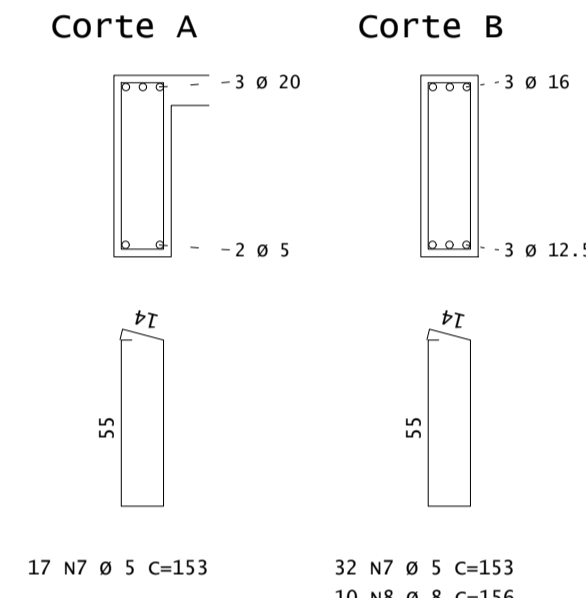
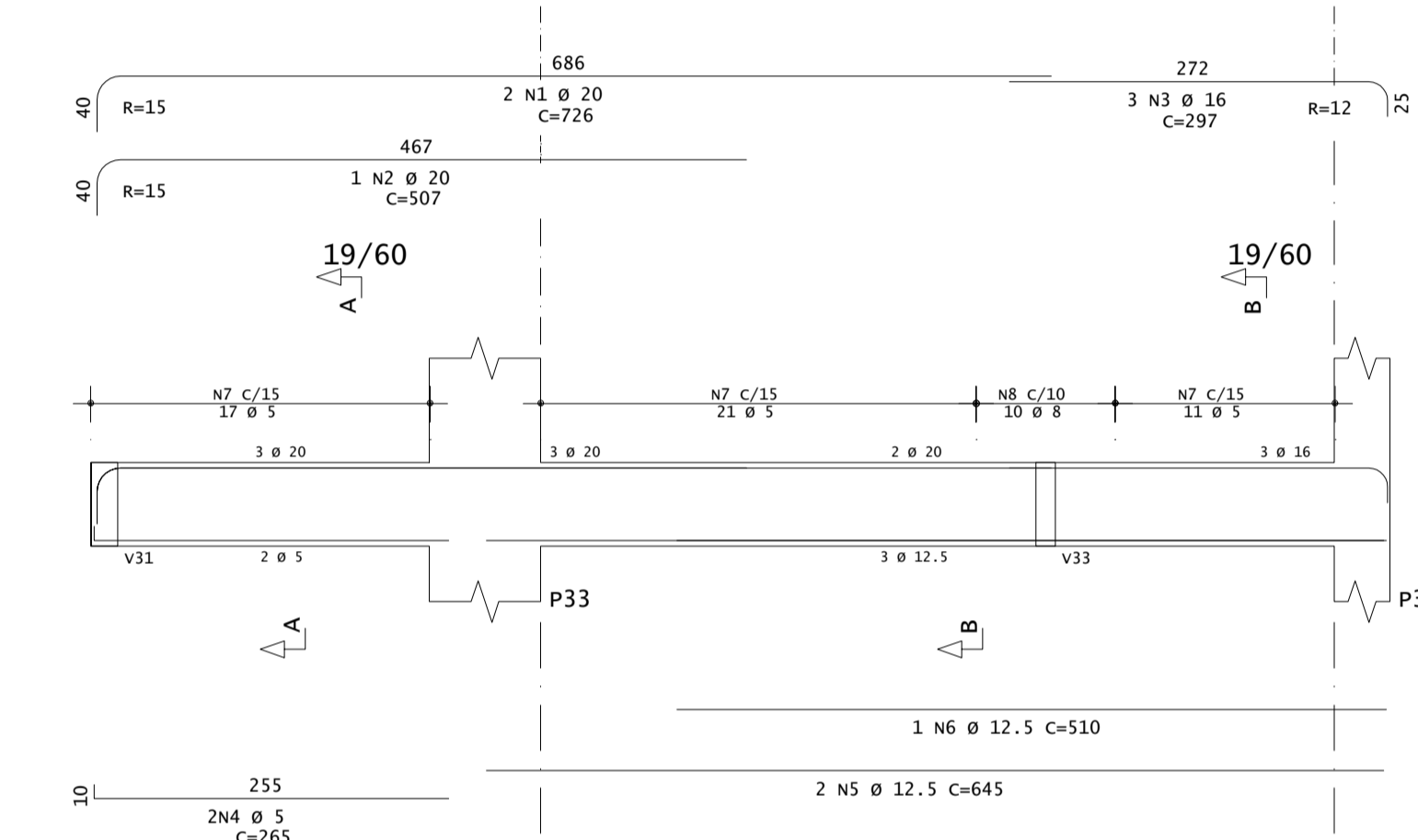
V14



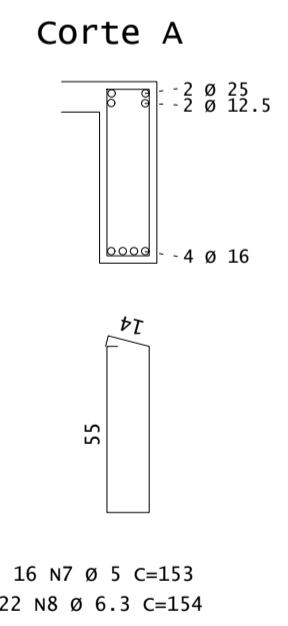
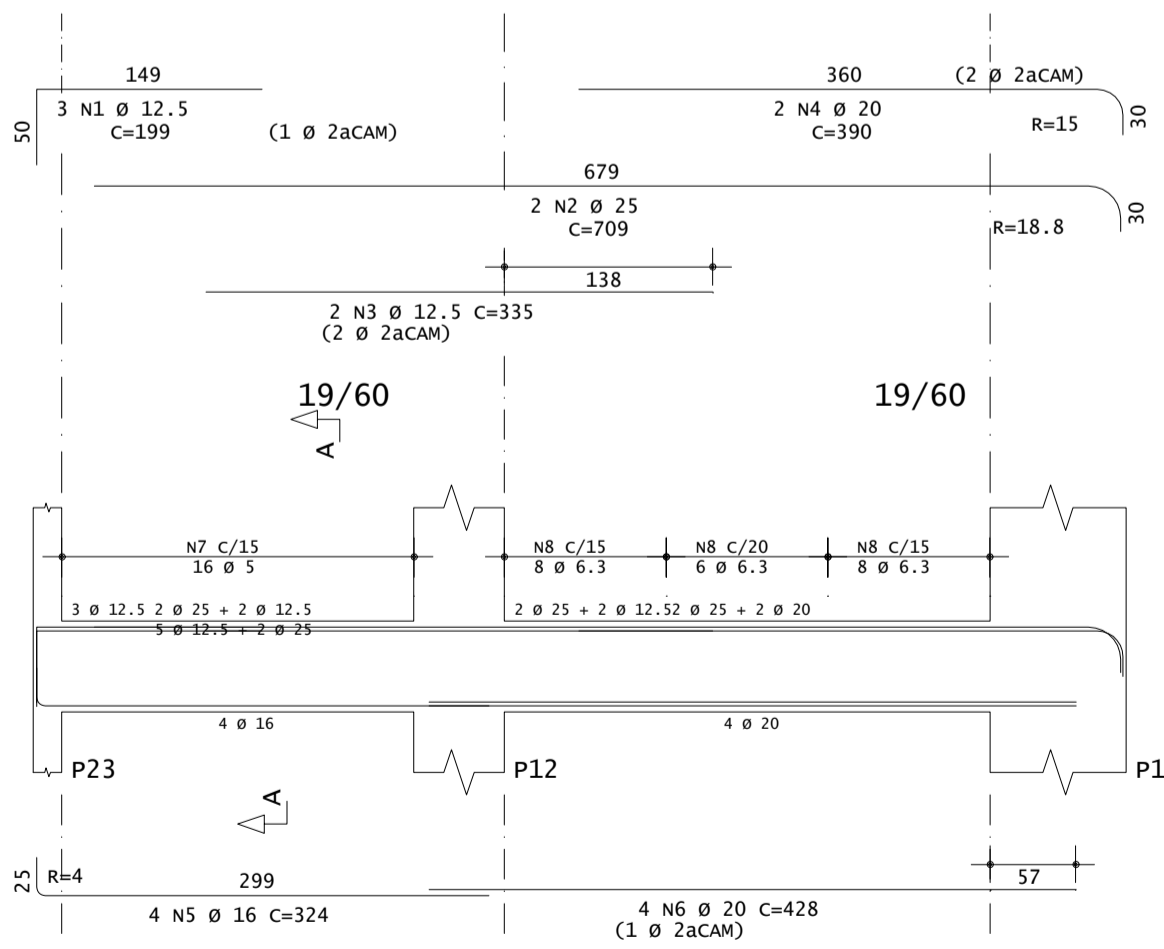
V15



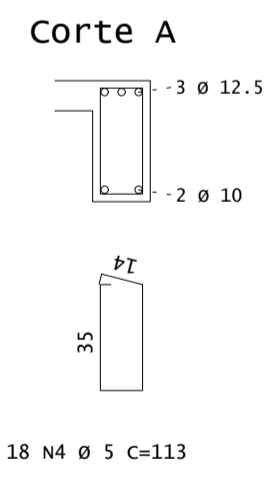
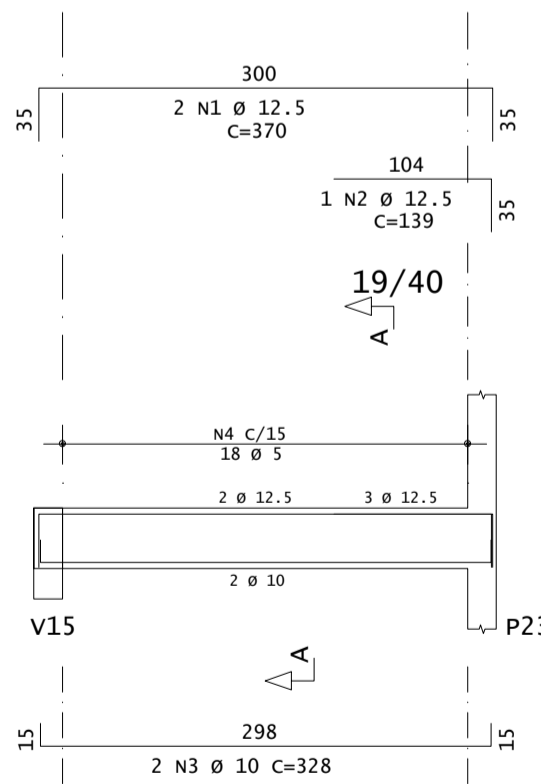
V16



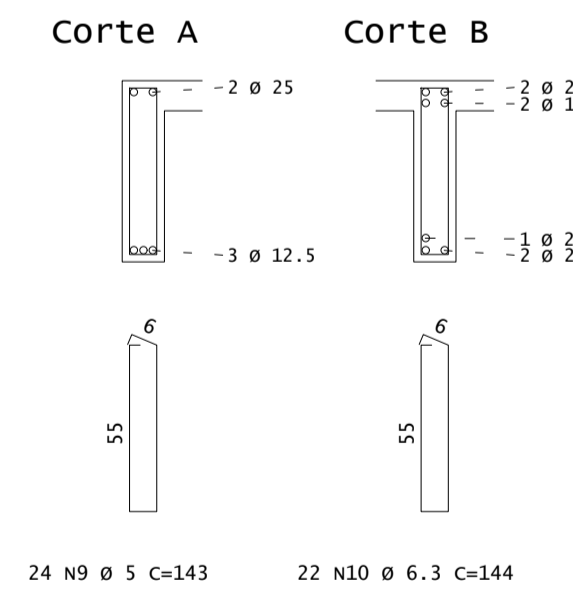
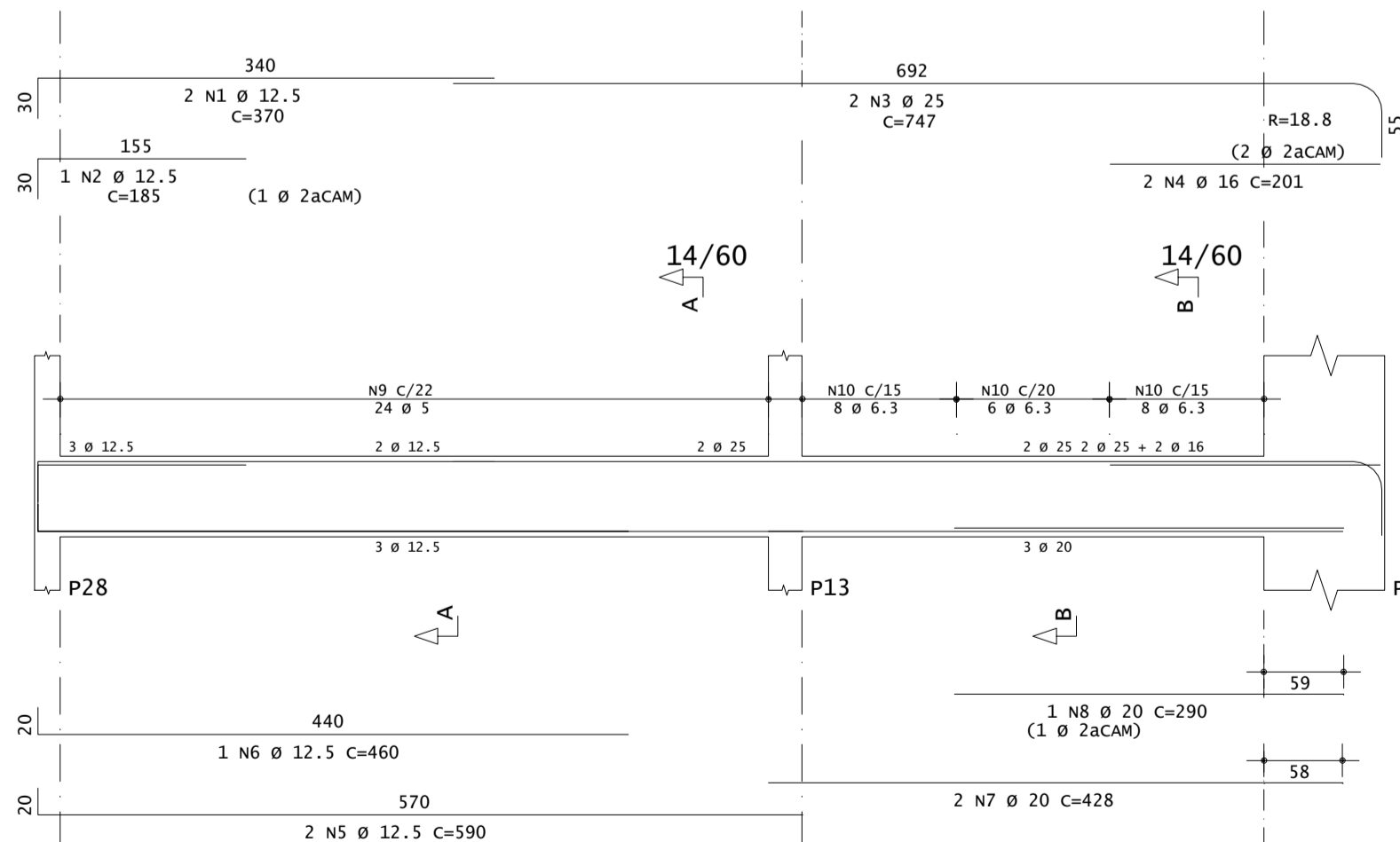
V17



V18



V19



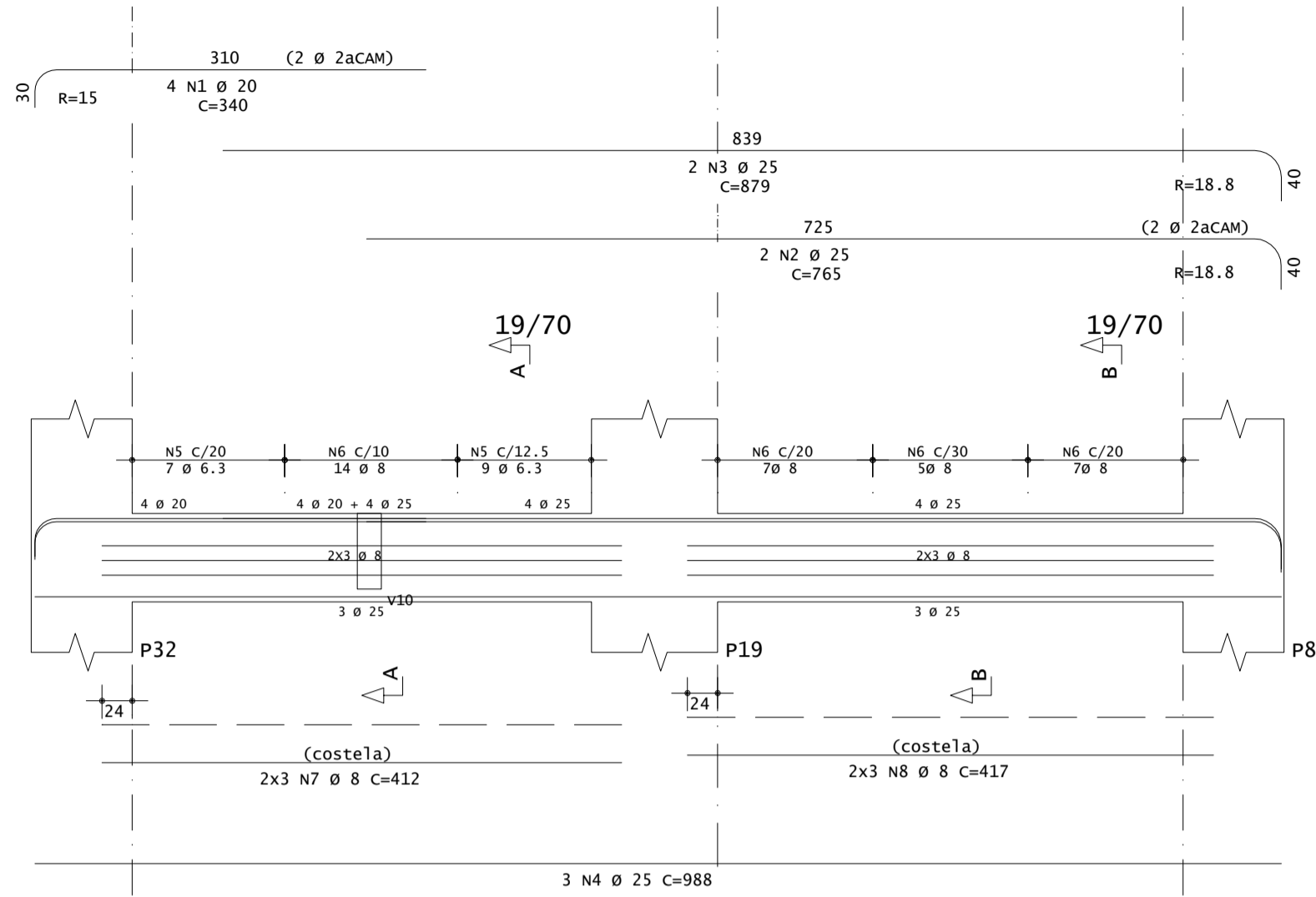
VIGAS - ARMADURAS - 03/05
4º PAVIMENTO

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

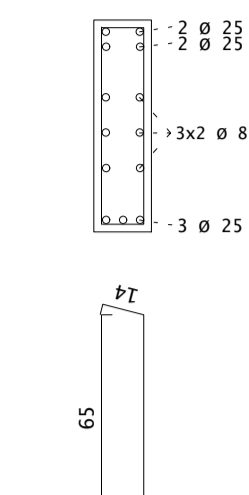
DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

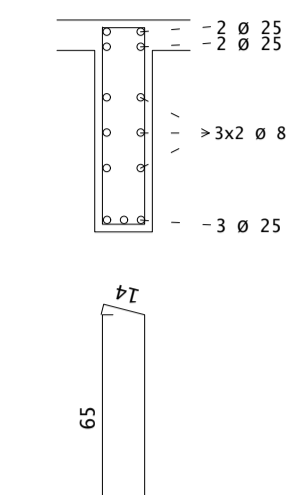
V29



Corte A



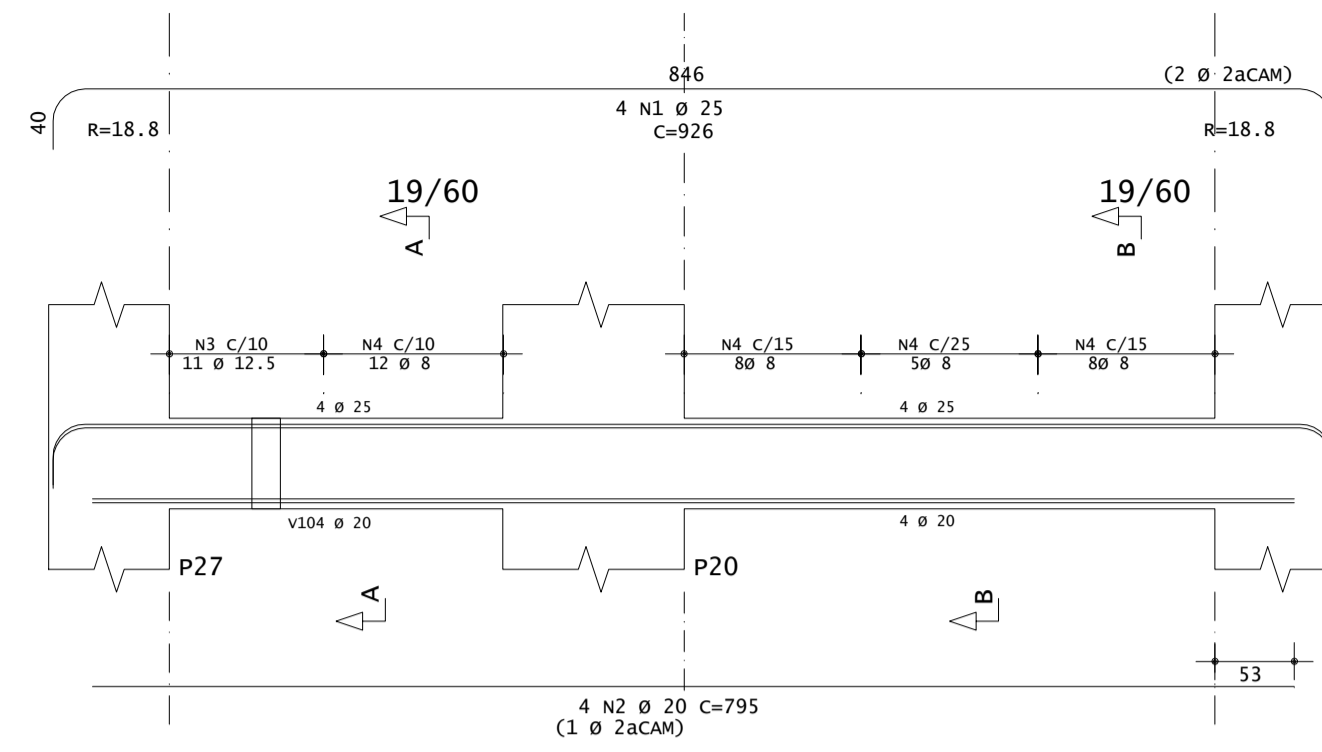
Corte B



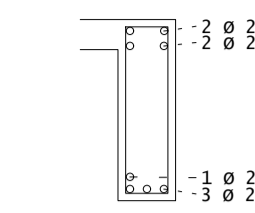
16 N5 Ø 6.3 C=174
14 N6 Ø 8 C=176

19 N6 Ø 8 C=176

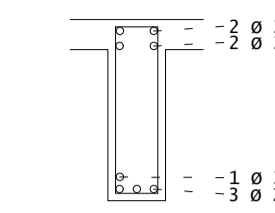
V30



Corte A



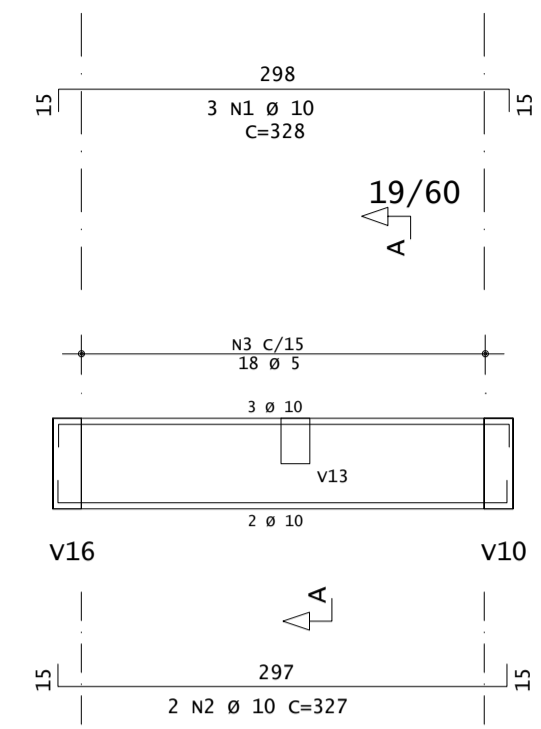
Corte B



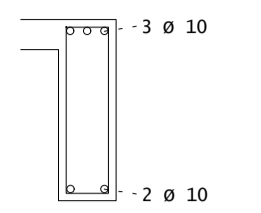
11 N3 Ø 12.5 C=168
12 N4 Ø 8 C=156

21 N4 Ø 8 C=156

V31

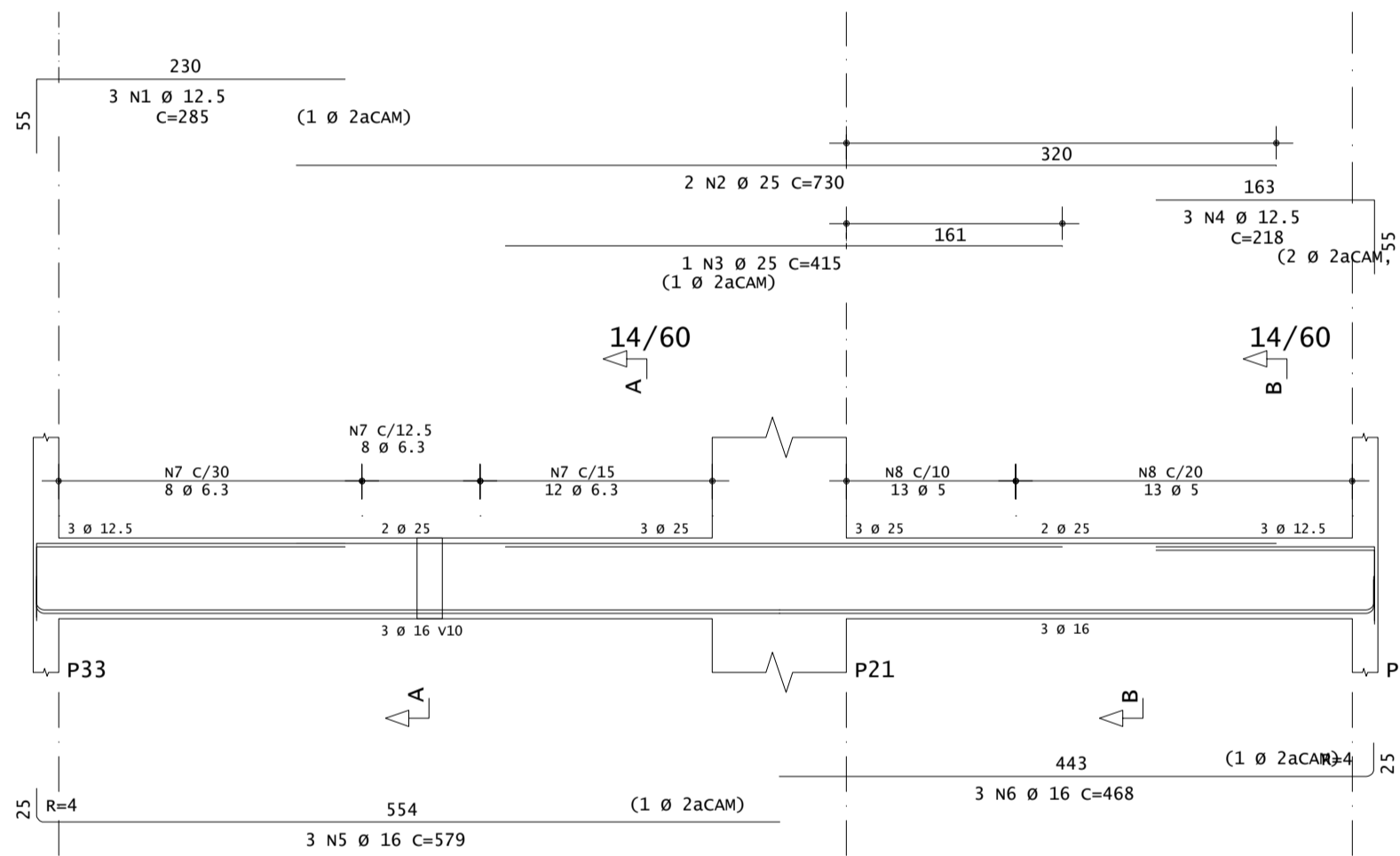


Corte A

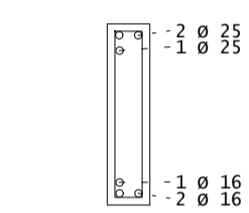


18 N3 Ø 5 C=153

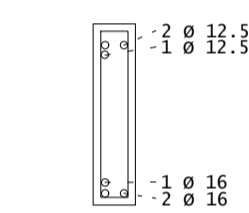
V32



Corte A



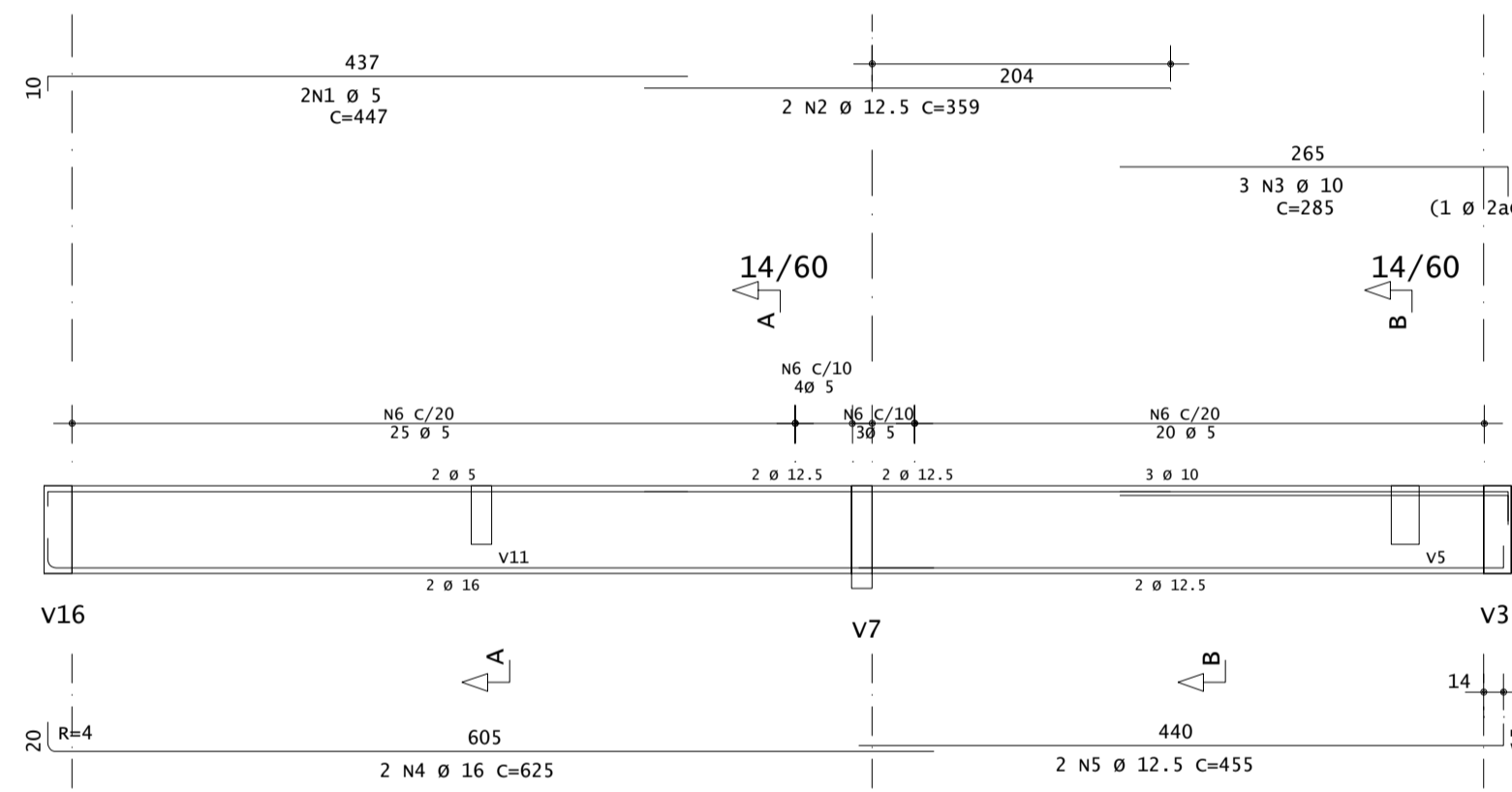
Corte B



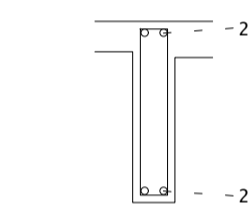
28 N7 Ø 6.3 C=144

26 N8 Ø 5 C=143

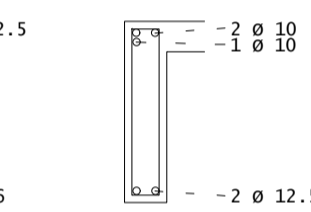
V33



Corte A



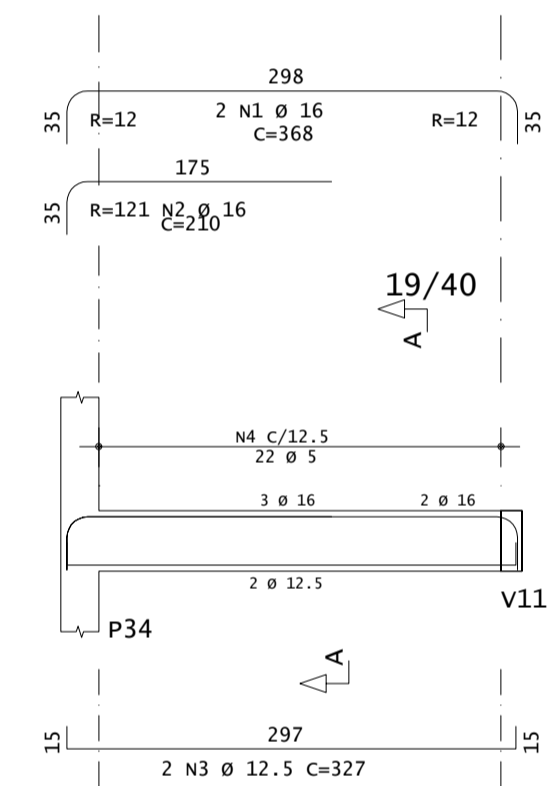
Corte B



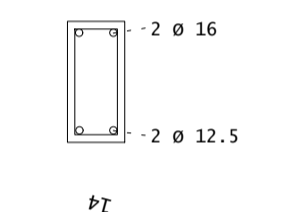
29 N6 Ø 5 C=143

23 N6 Ø 5 C=143

V34

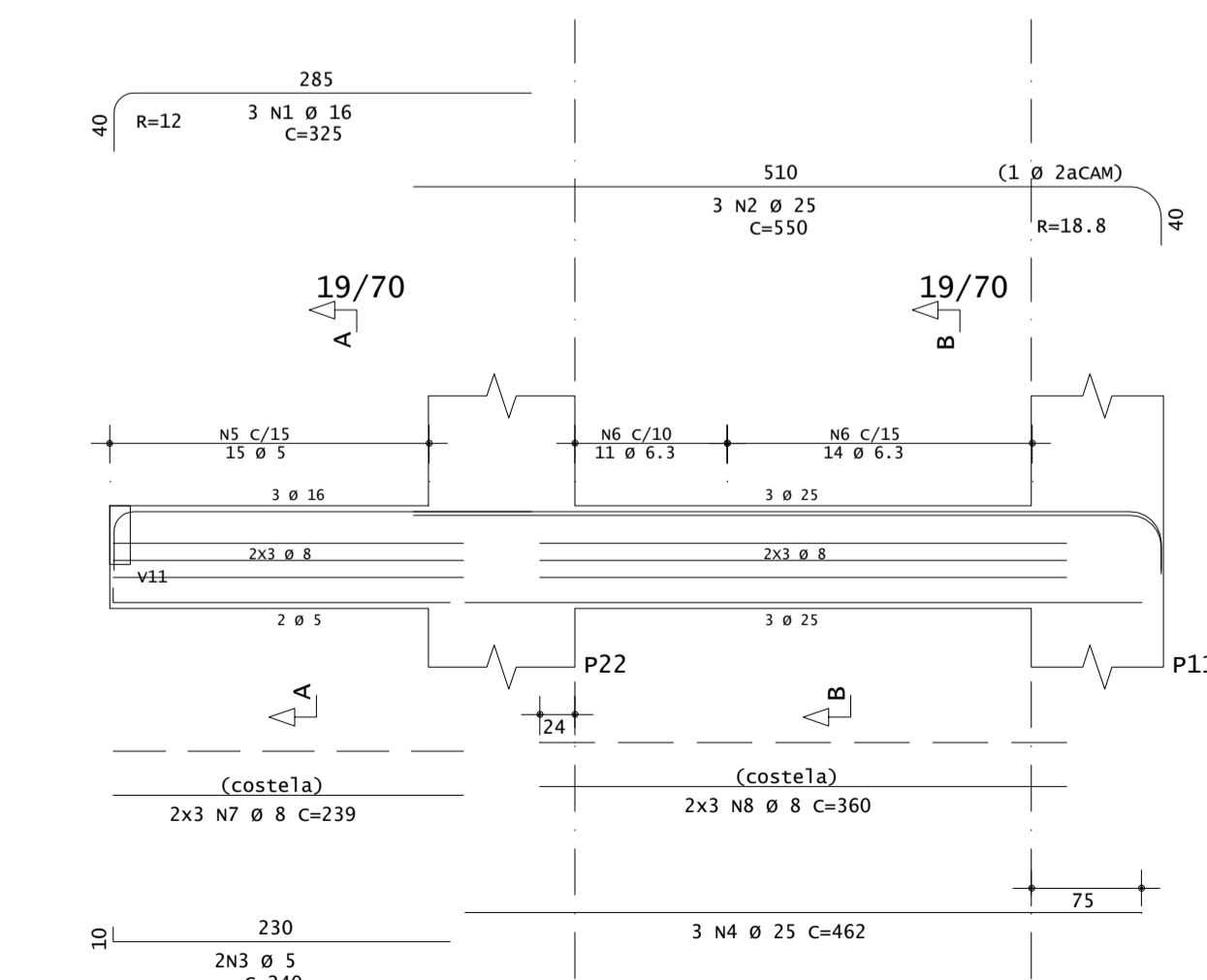


Corte A

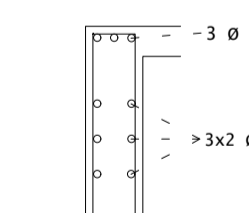


22 N4 Ø 5 C=113

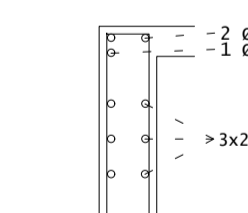
V35



Corte A



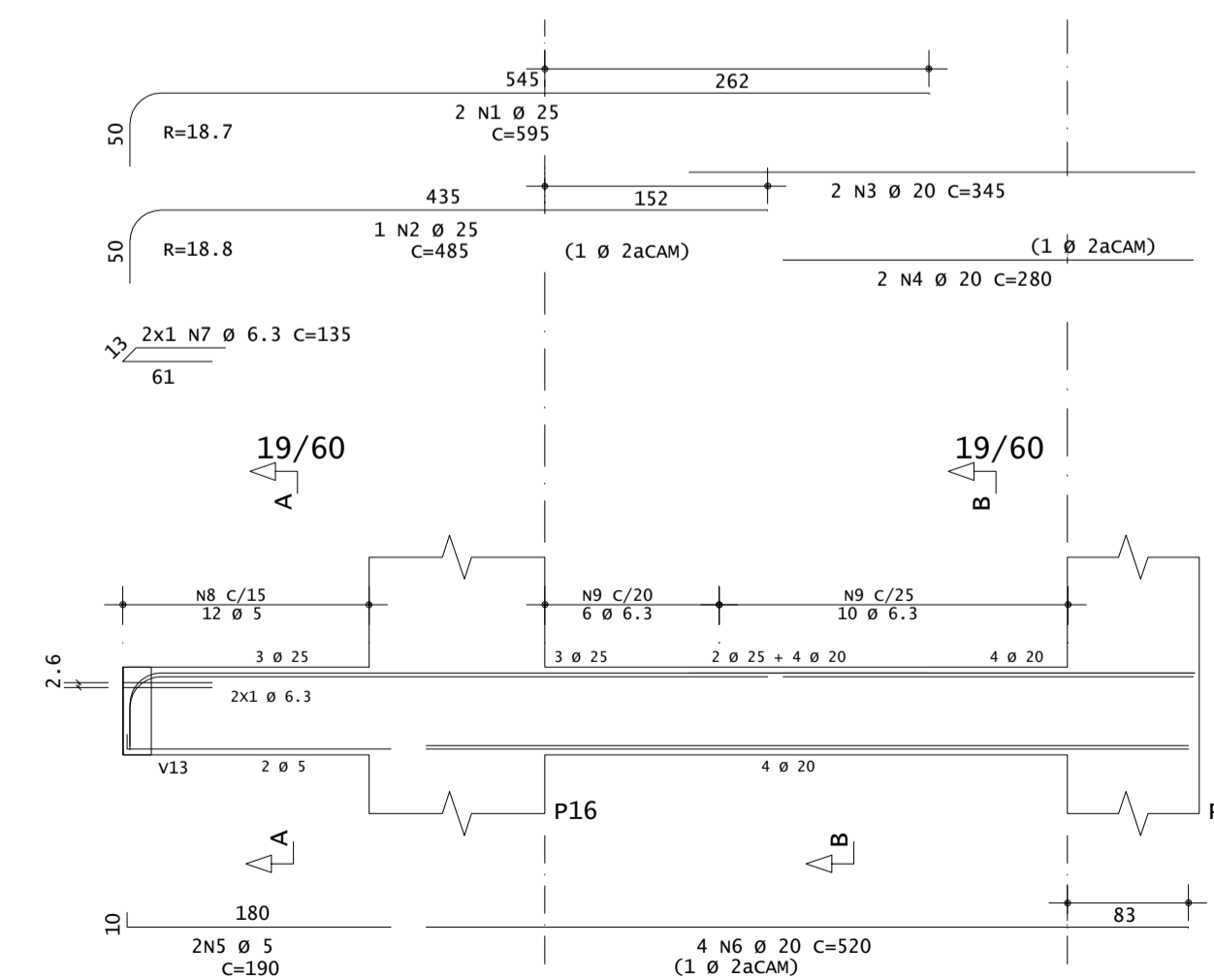
Corte B



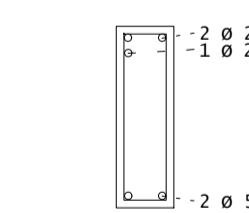
15 N5 Ø 5 C=173

25 N6 Ø 6.3 C=174

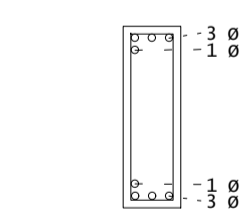
V36



Corte A



Corte B



12 N8 Ø 5 C=153

16 N9 Ø 6.3 C=154

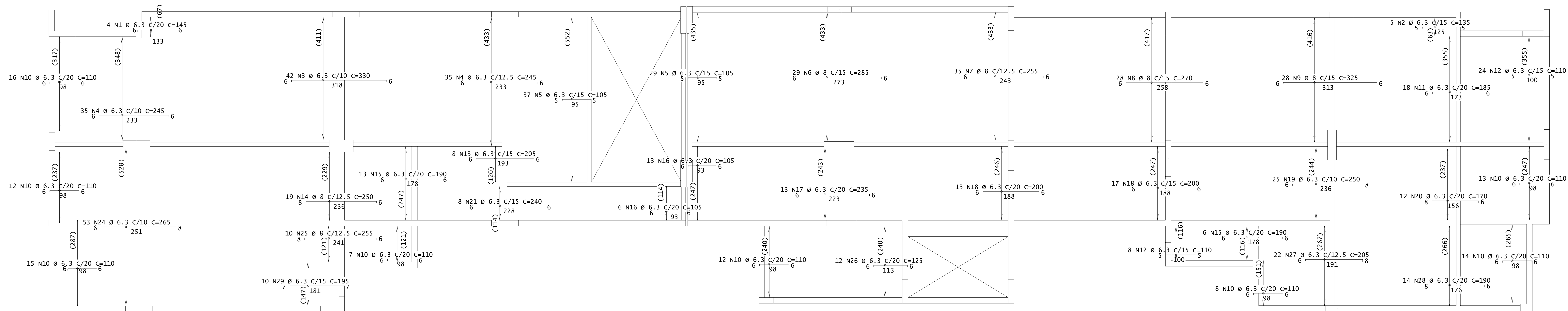
VIGAS - ARMADURAS - 05/05
4º PAVIMENTO

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

APÊNDICE D – Detalhamento de lajes



ARMADURA NEGATIVA HORIZONTAL - PAVIMENTO TIPO 1

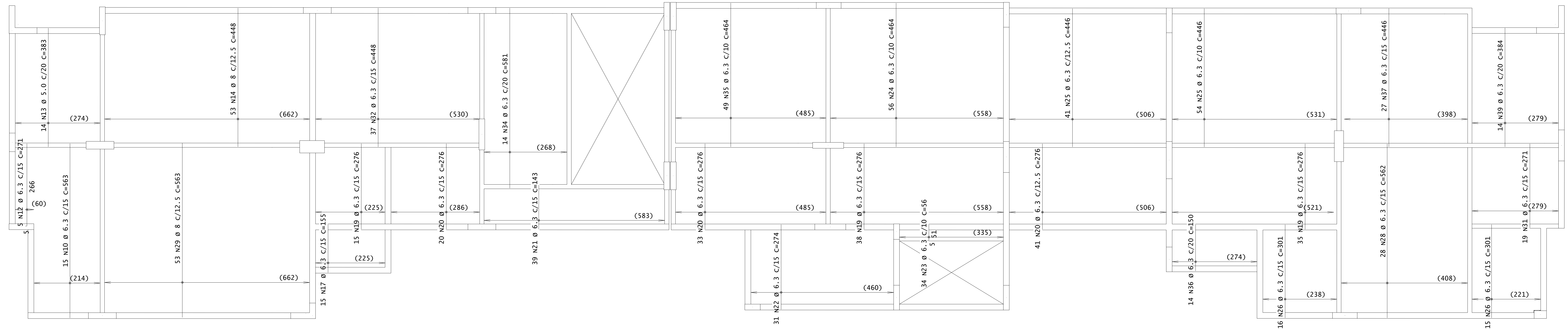
ESCALA 1:50

LAJES - ARMADURA NEGATIVA - 02/02
PAVIMENTO TIPO 1

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
INDICADA



ARMADURA POSITIVA VERTICAL - PAVIMENTO TIPO 1

ESCALA 1:50

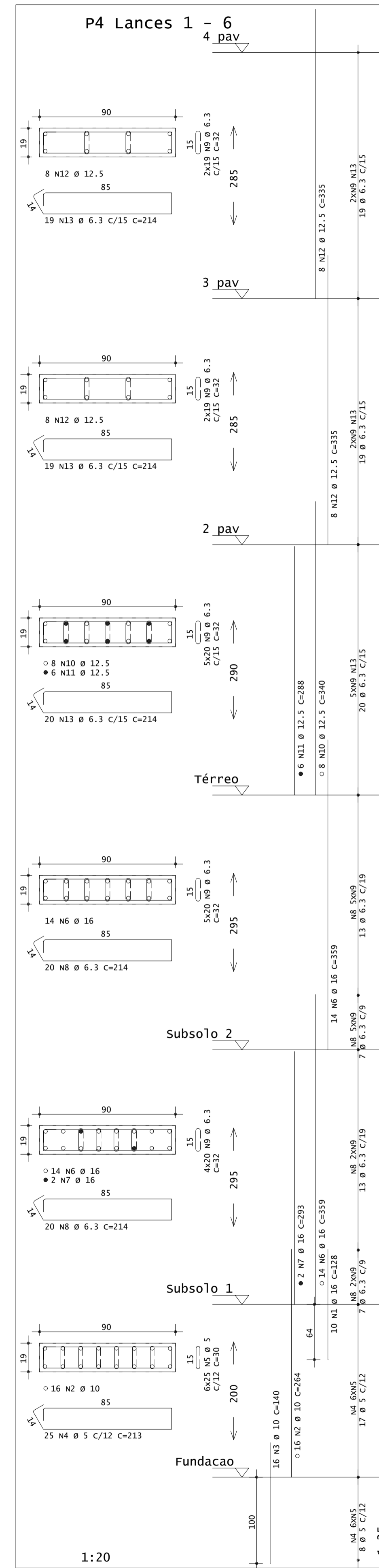
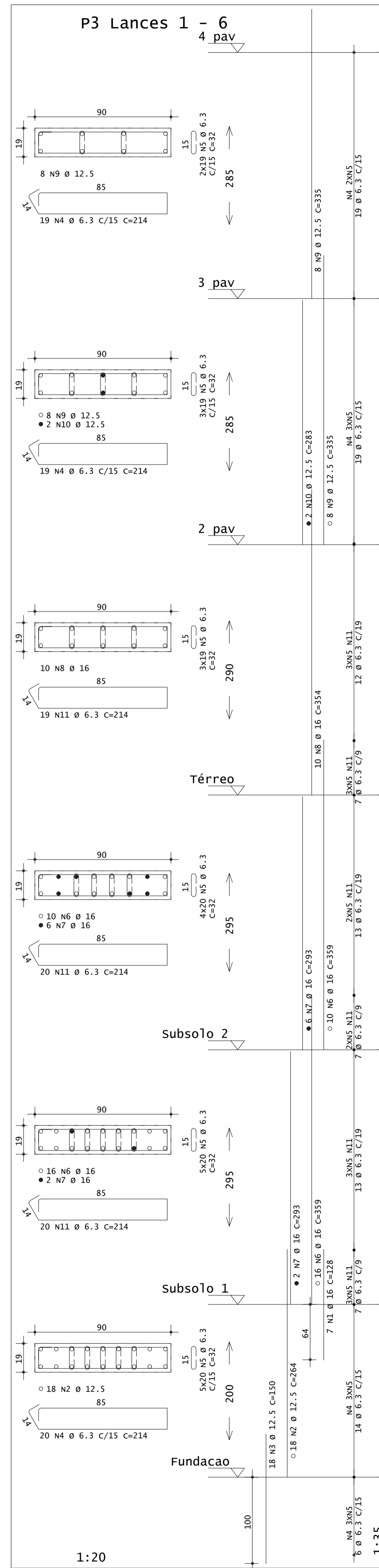
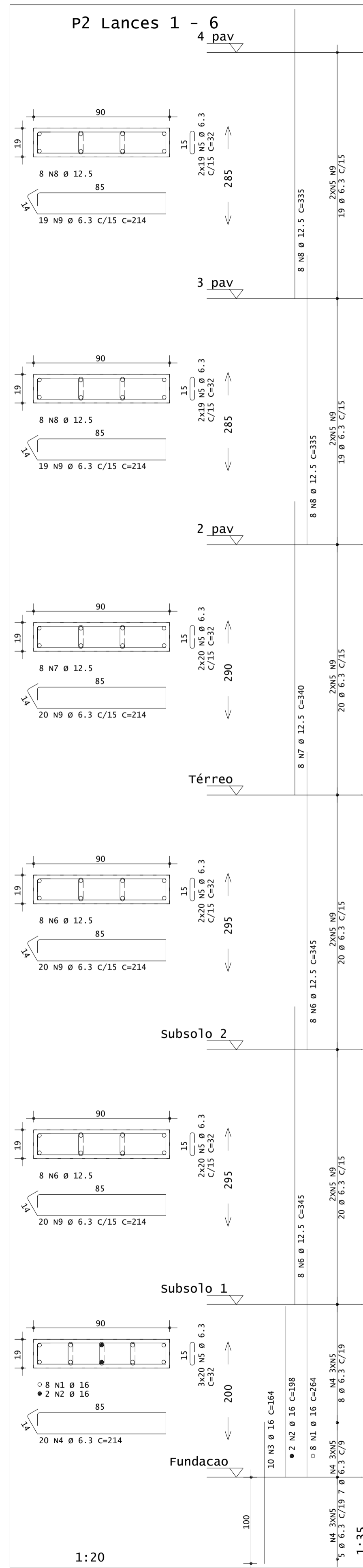
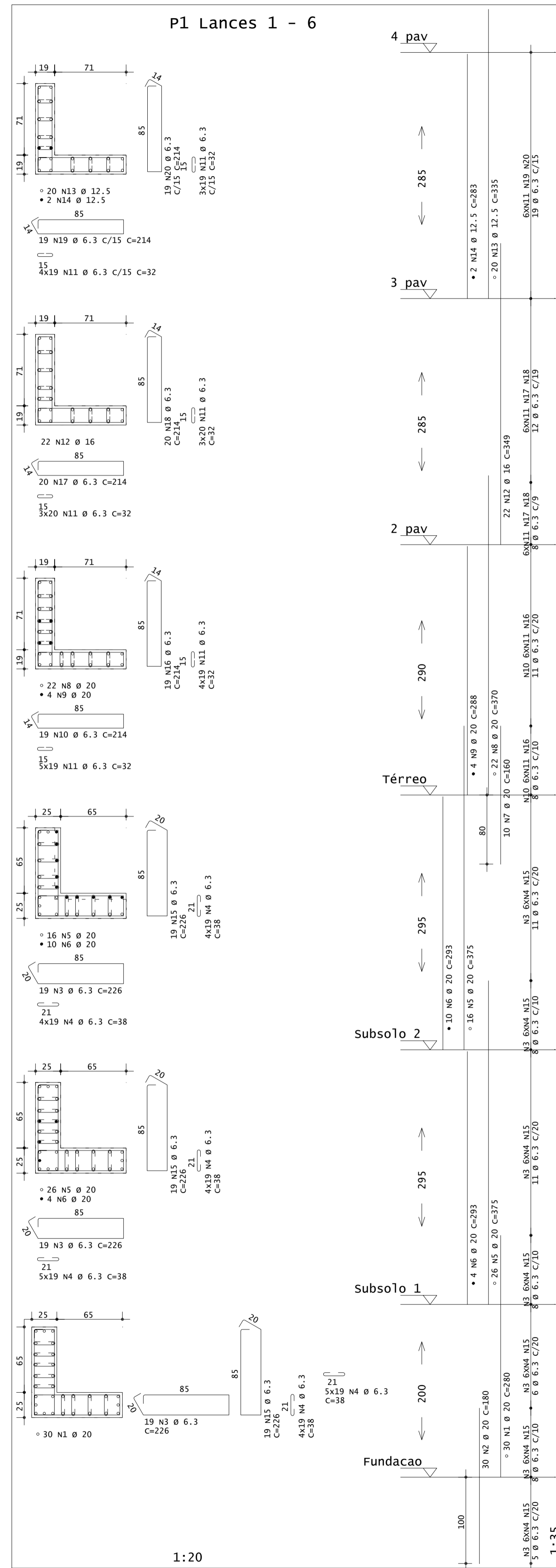
LAJES - ARMADURA POSITIVA - 02/02
PAVIMENTO TIPO 1

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
INDICADA

APÊNDICE E – Detalhamento de pilares

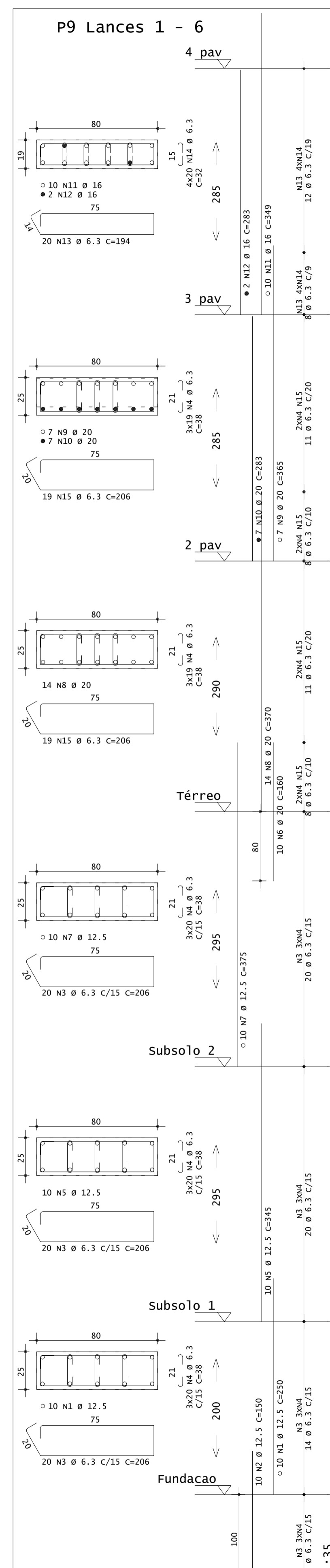
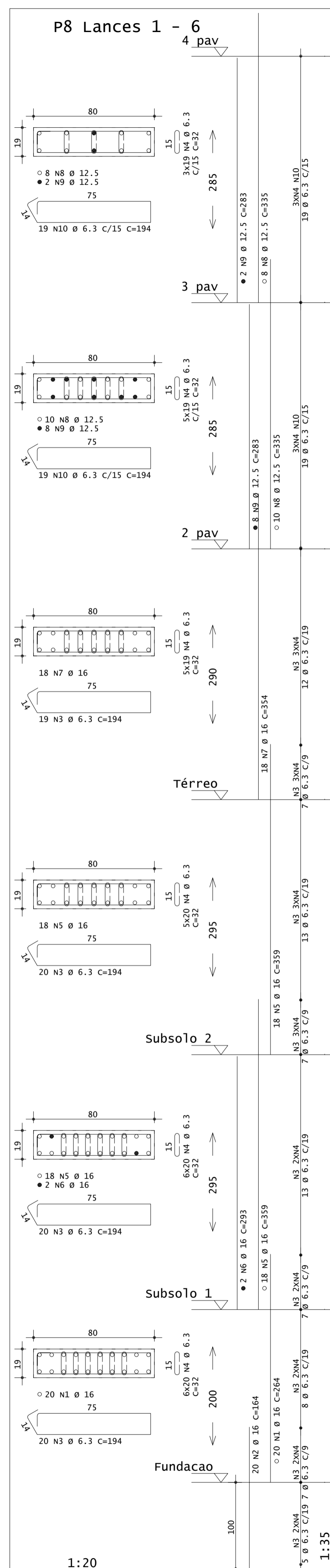
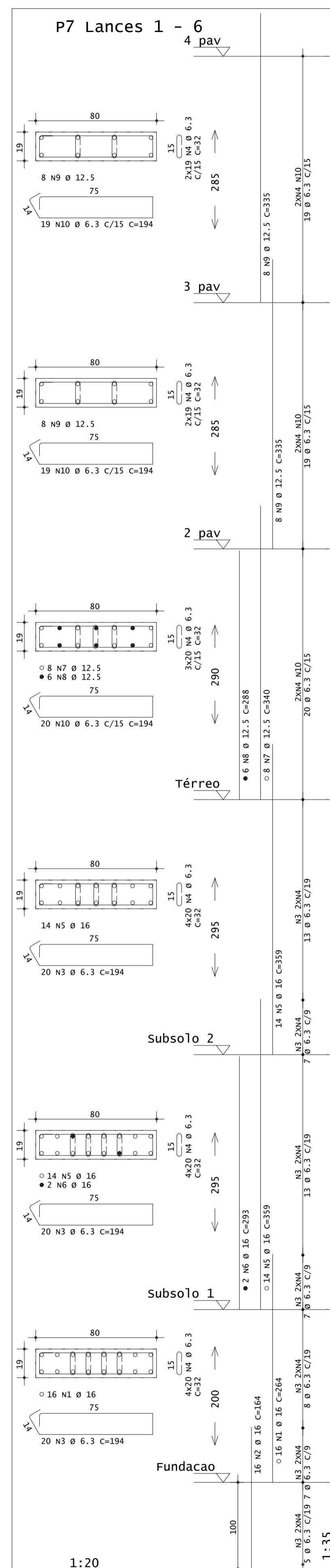
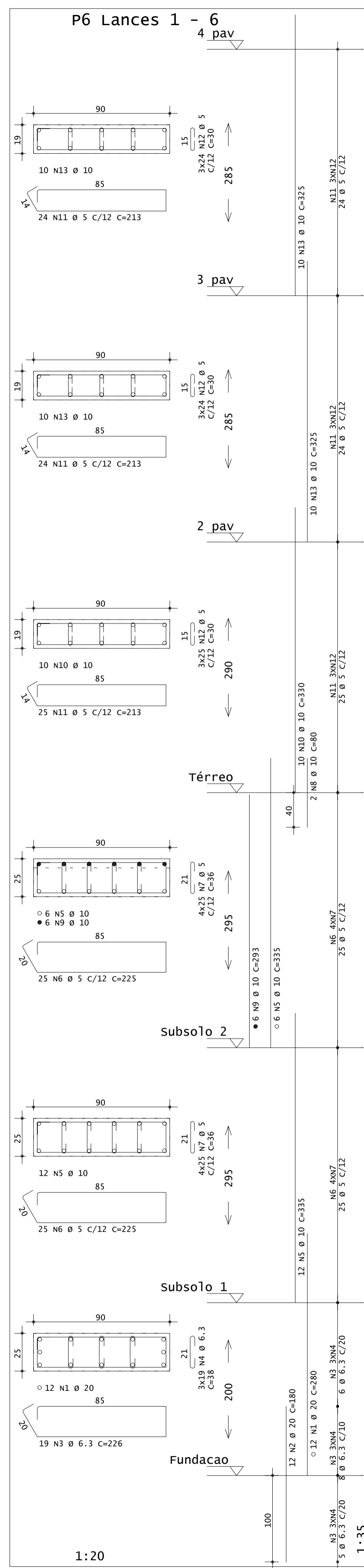
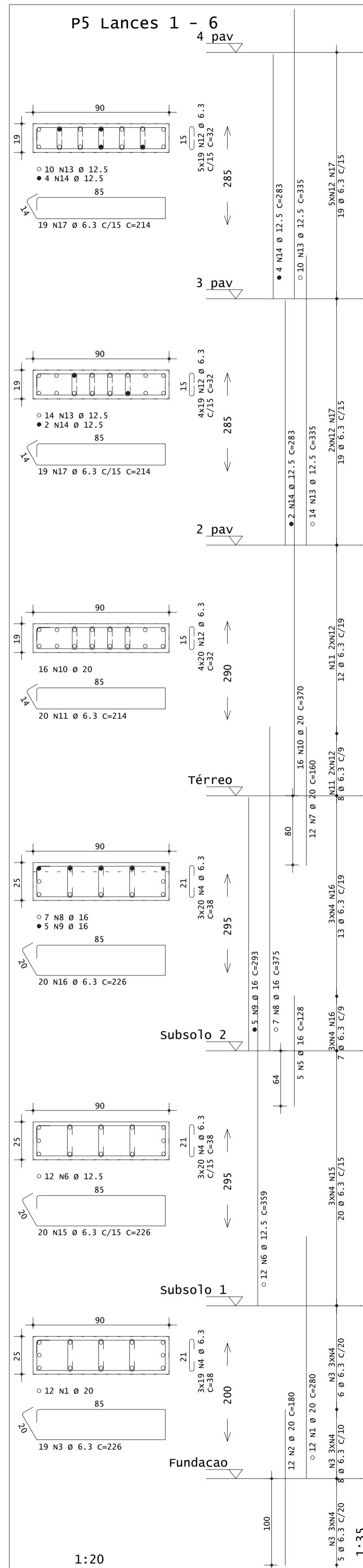


PILARES - ARMADURAS - 01/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

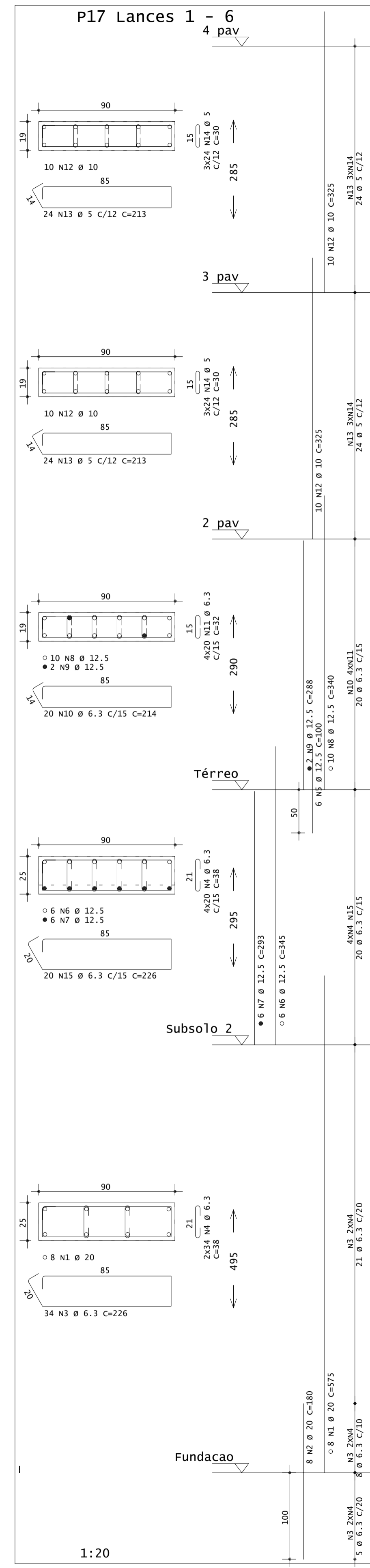
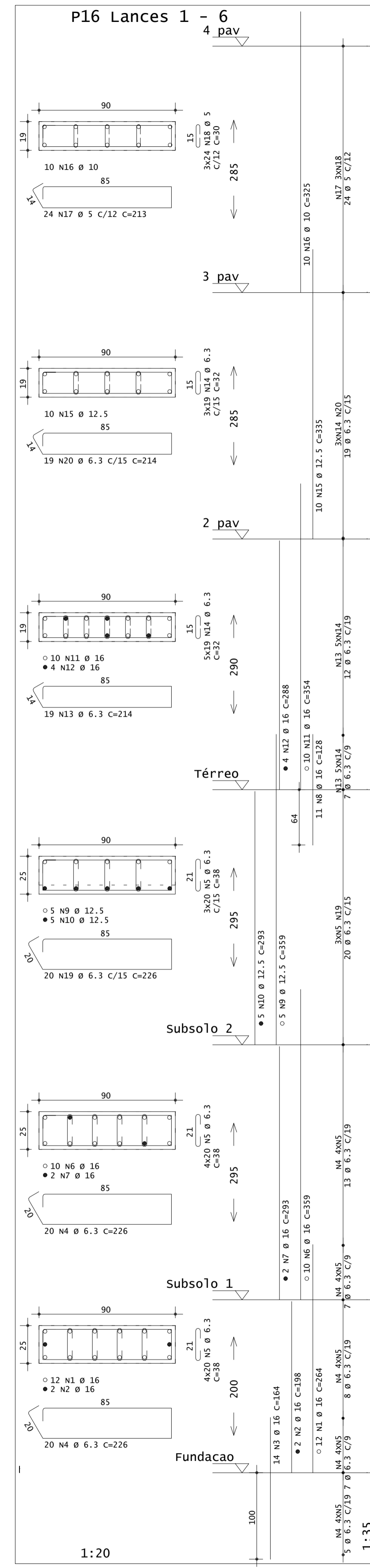
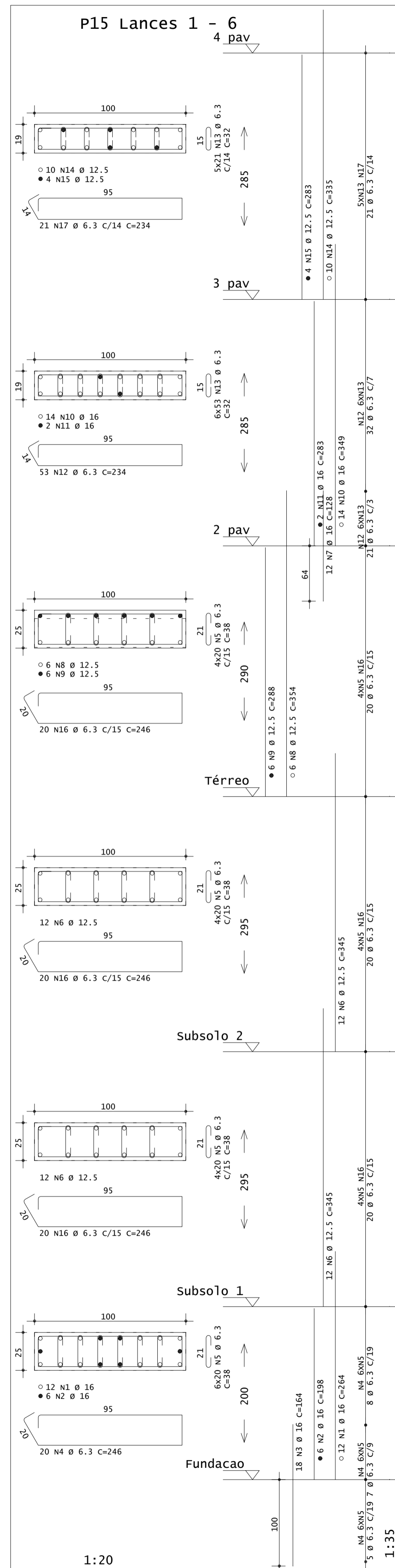
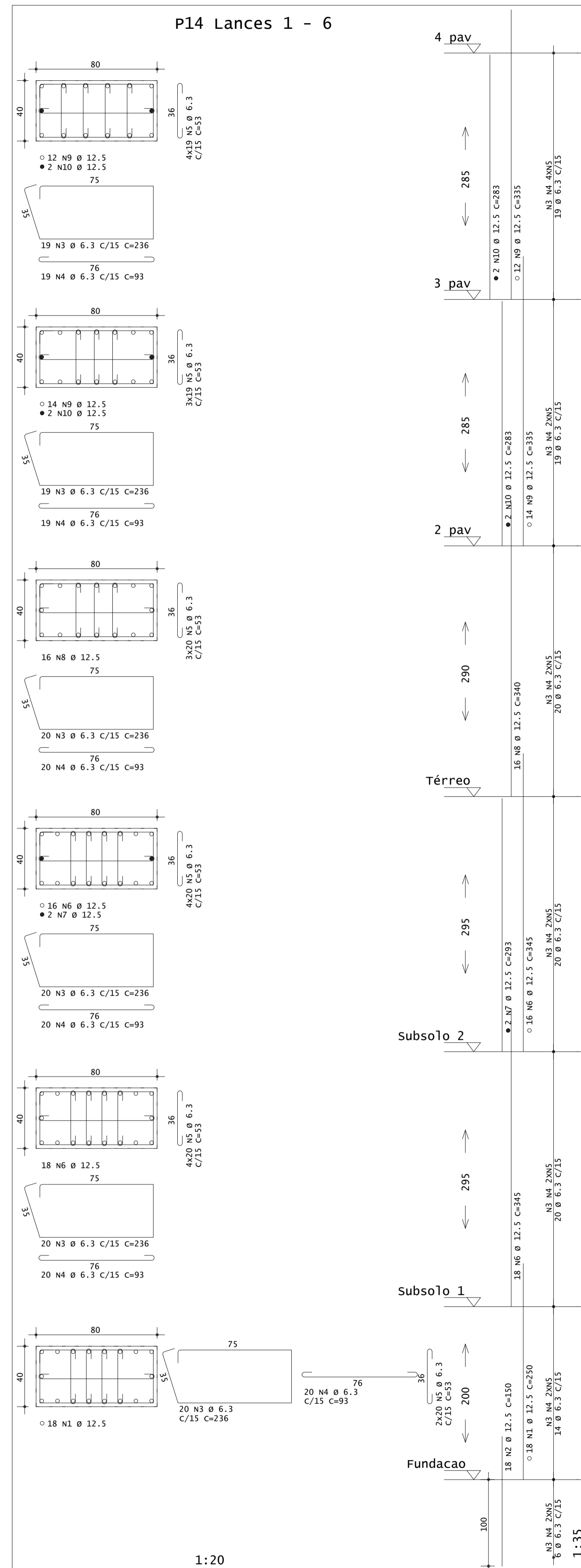


PILARES - ARMADURAS - 02/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

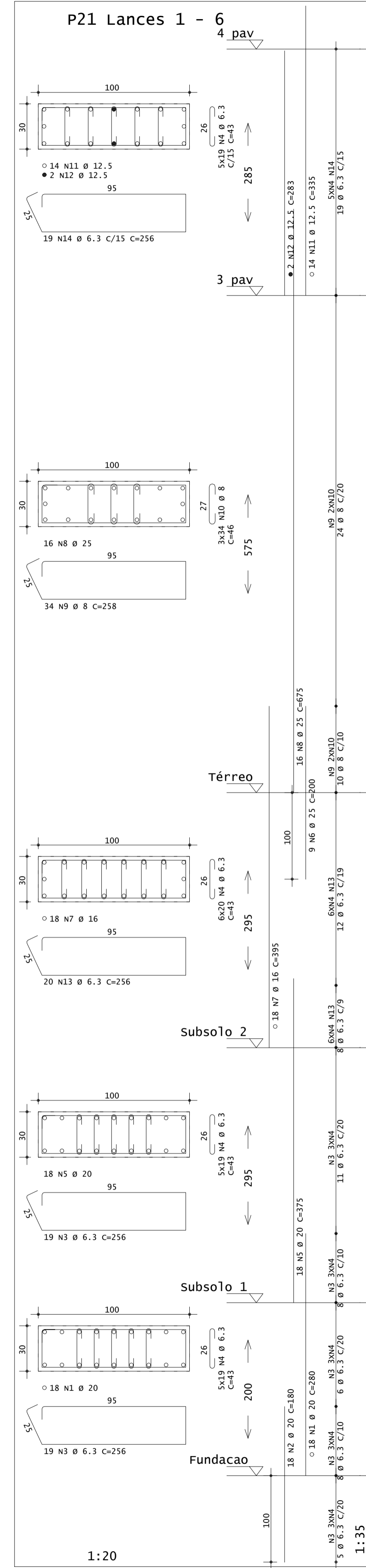
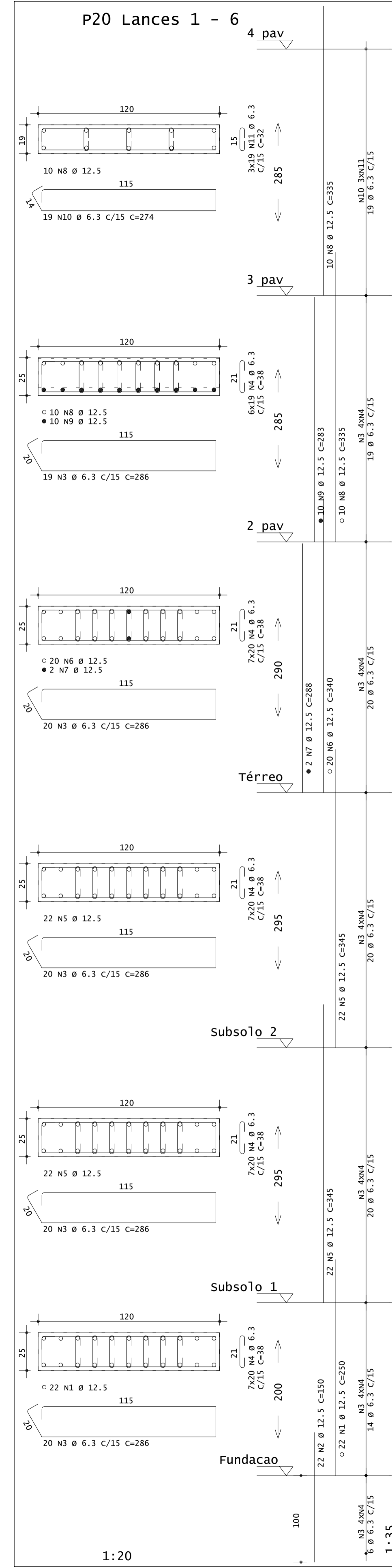
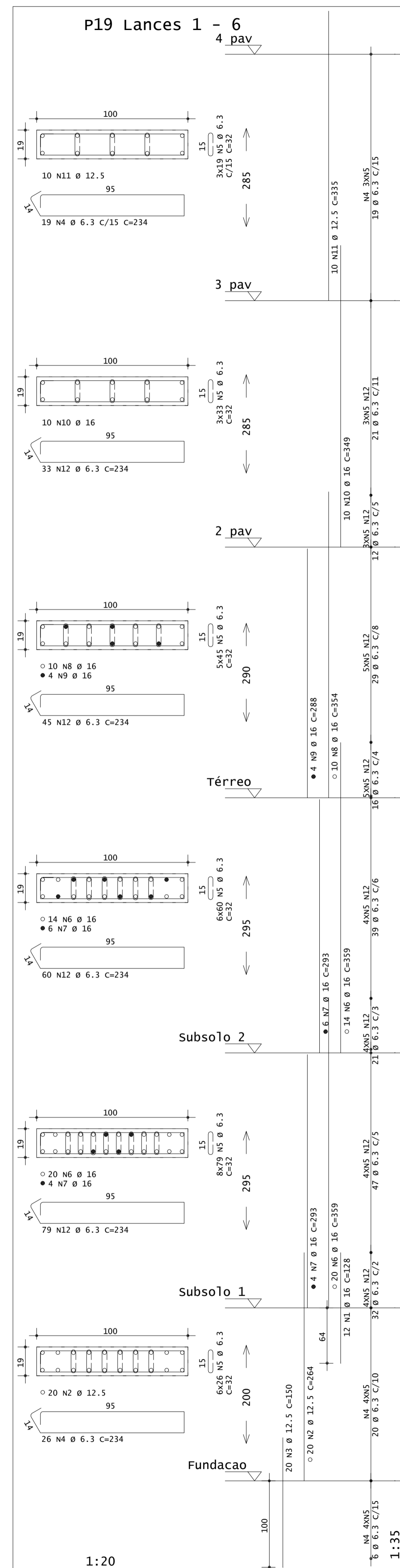
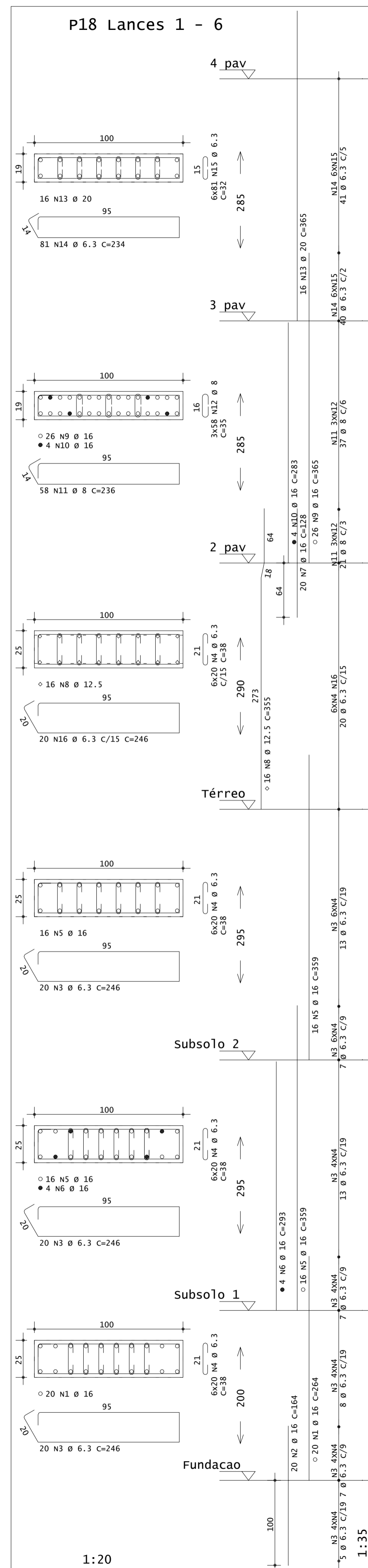


PILARES - ARMADURAS - 04/22

**RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI**

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

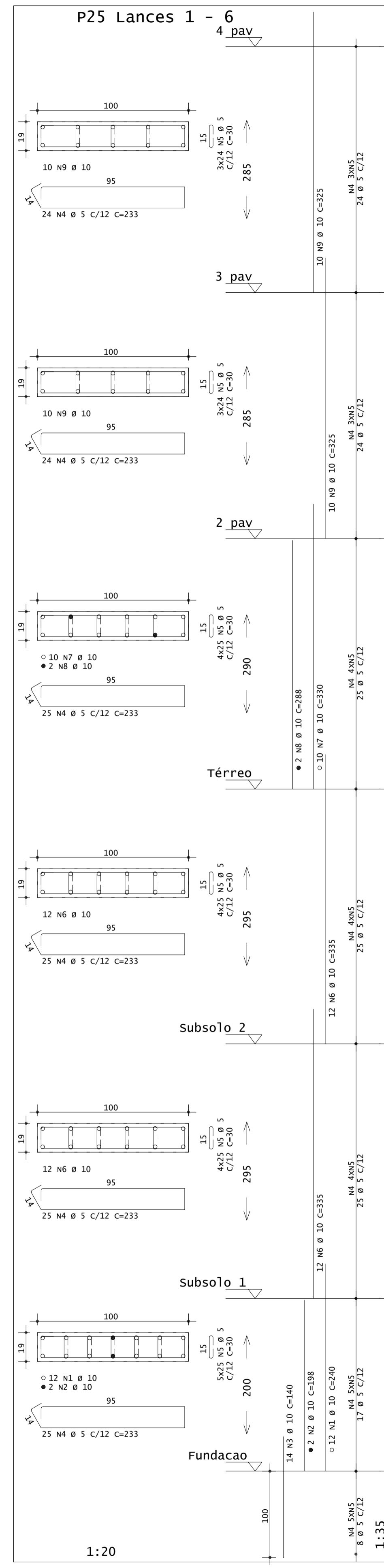
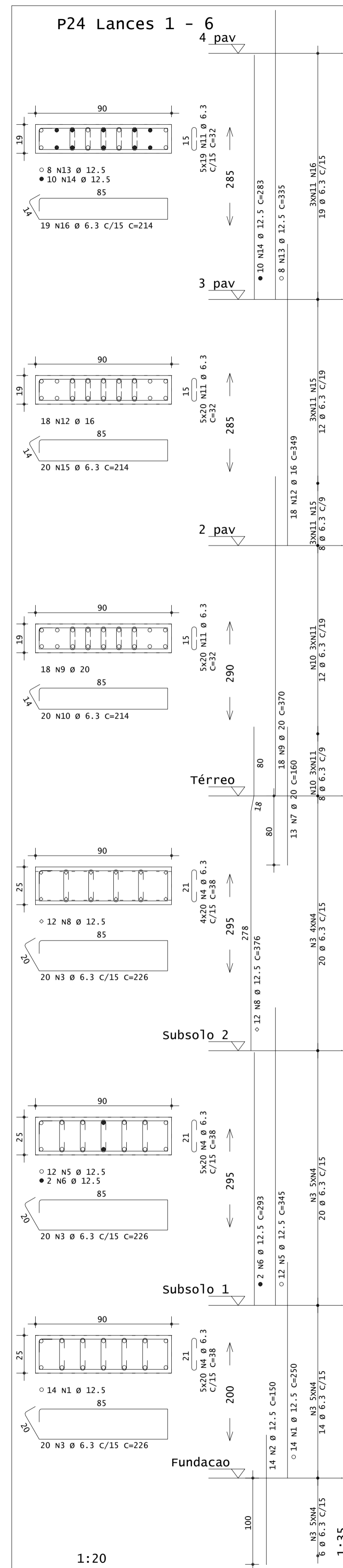
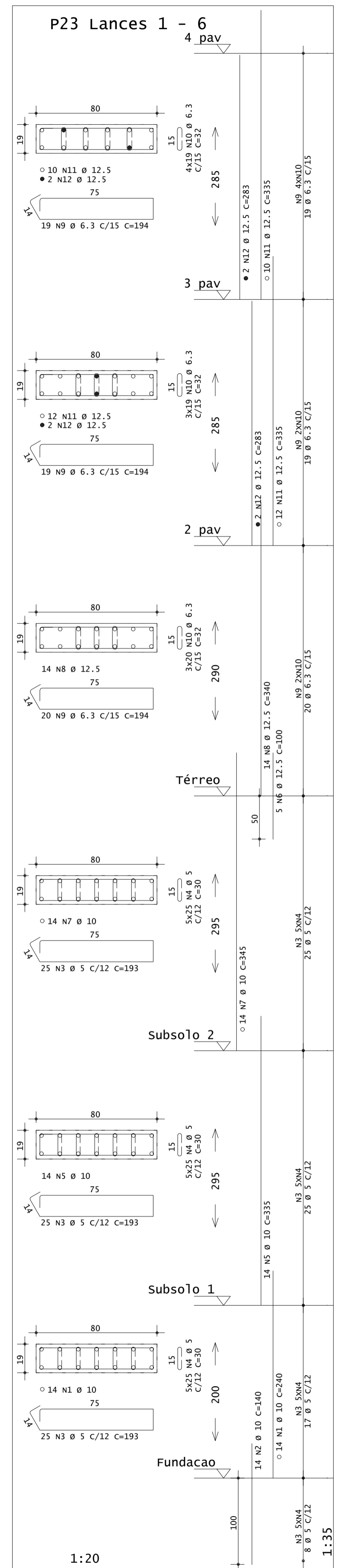
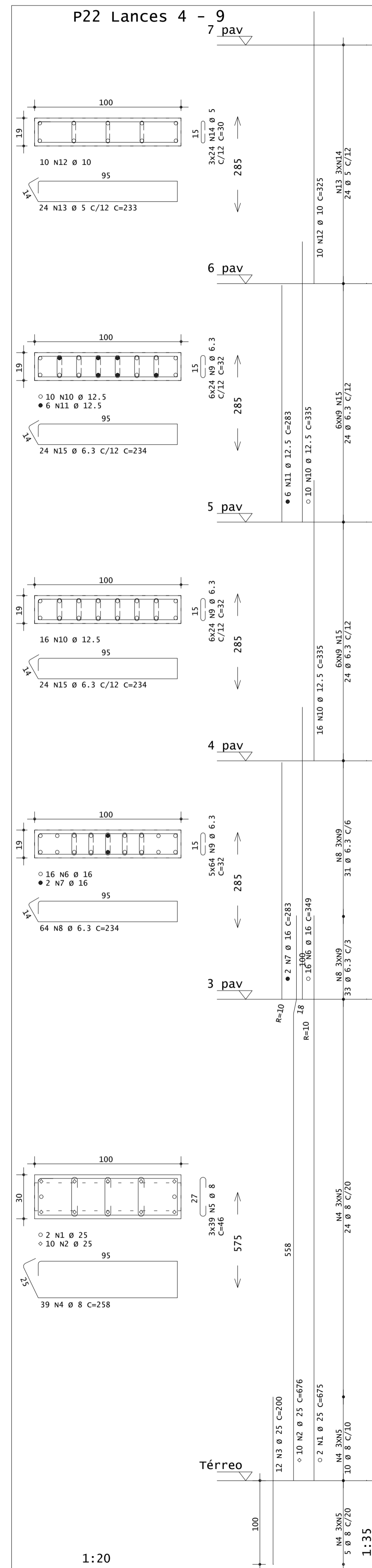


PILARES - ARMADURAS - 05/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

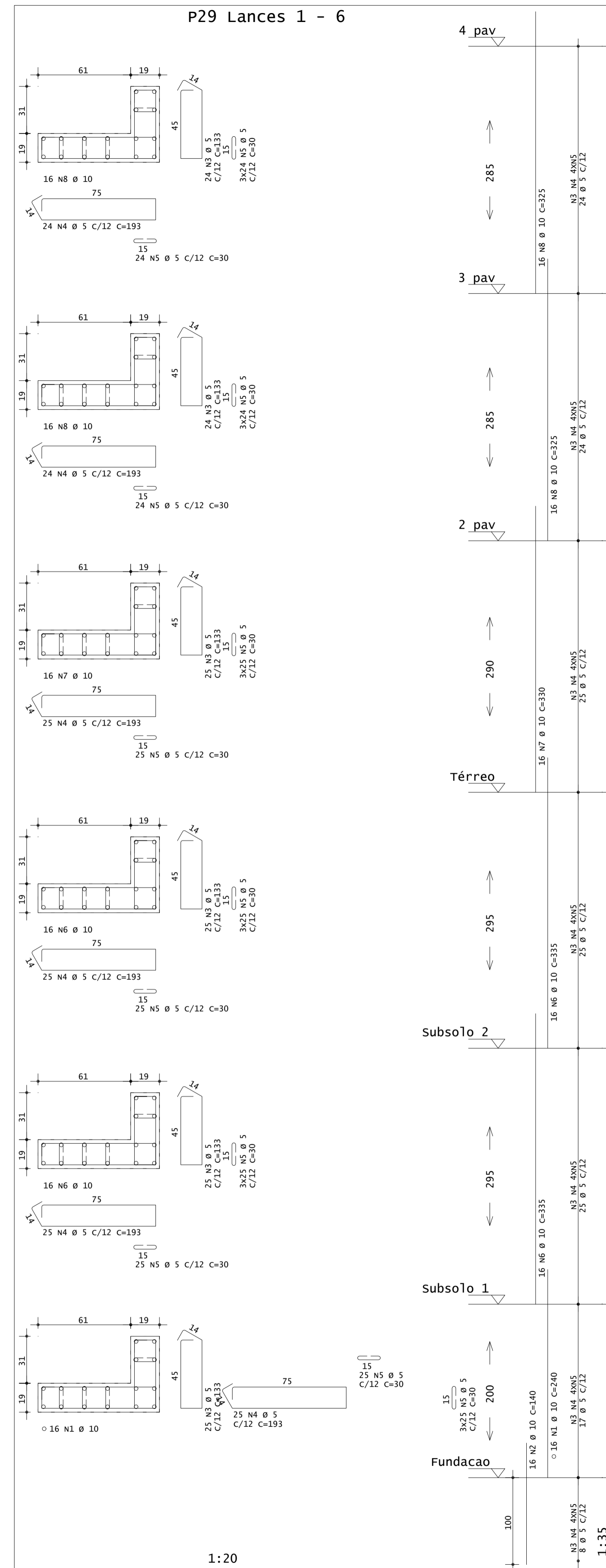
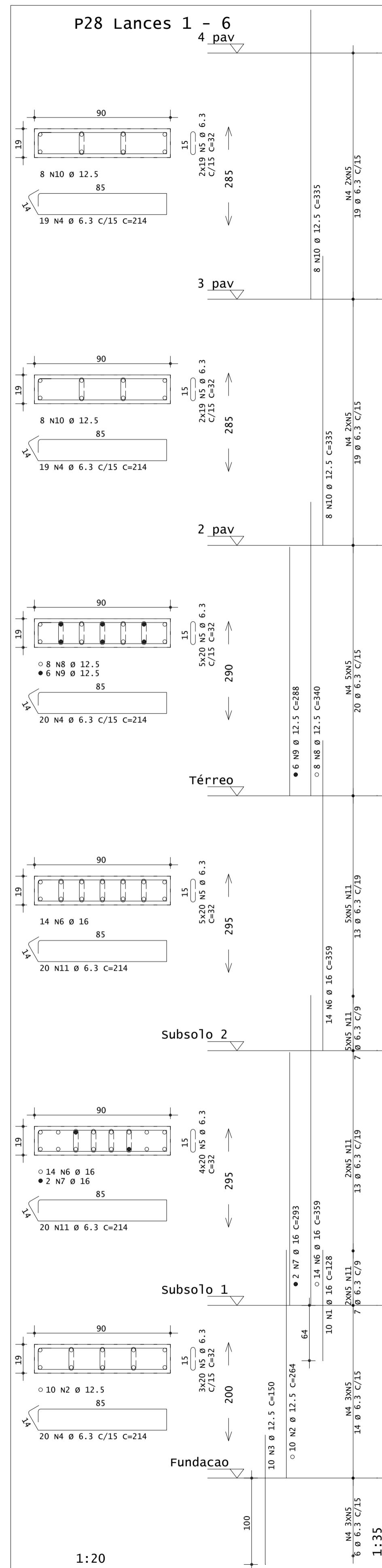
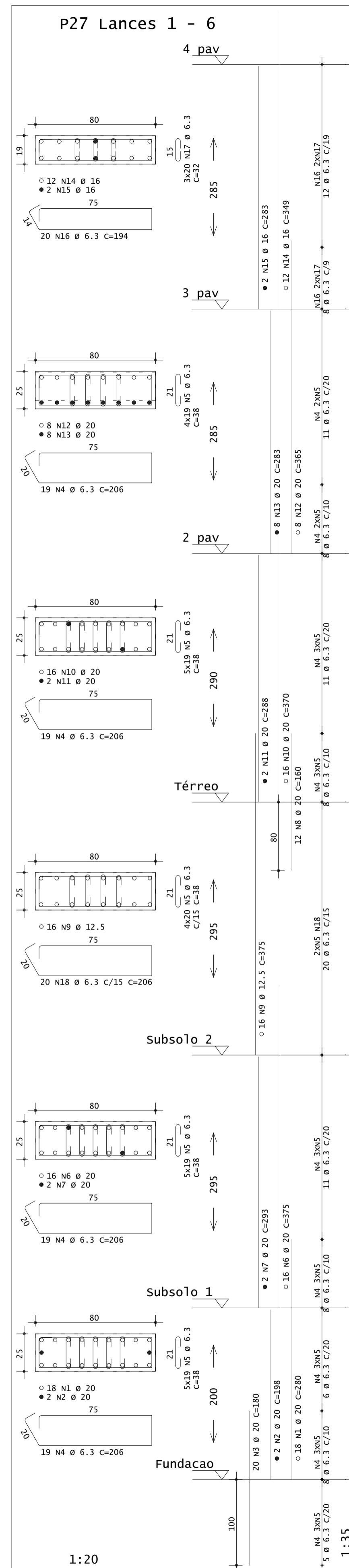
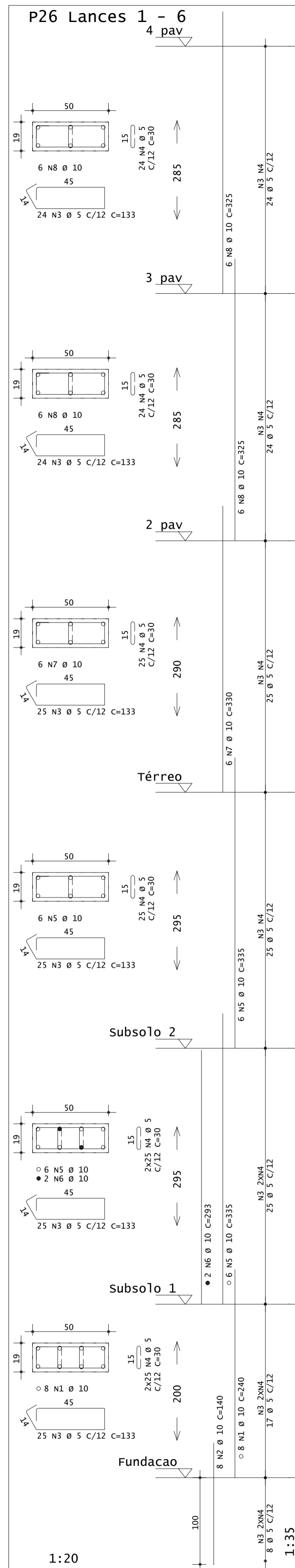


PILARES - ARMADURAS - 06/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

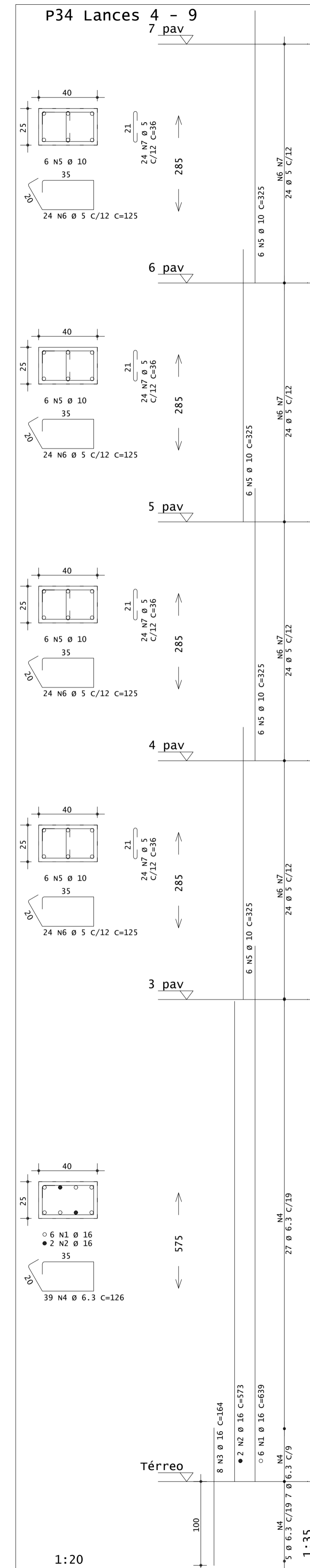
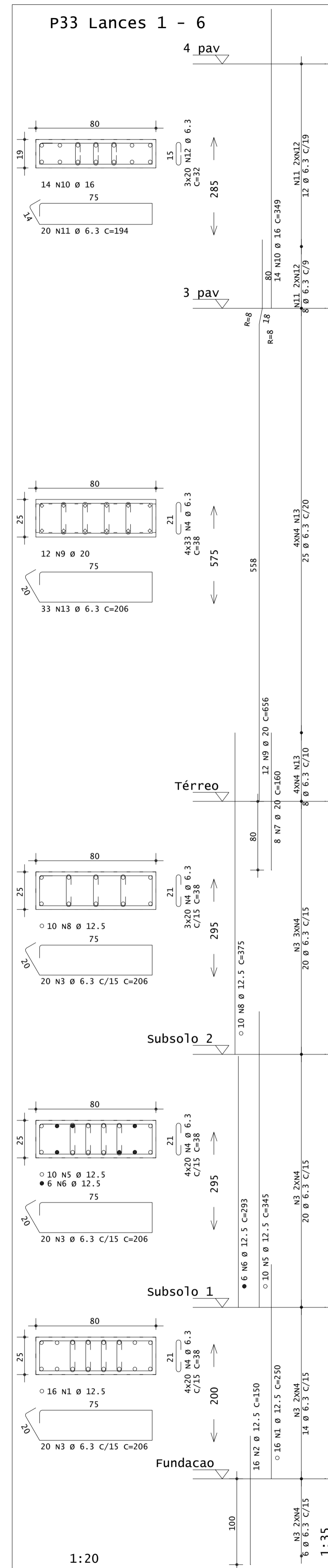
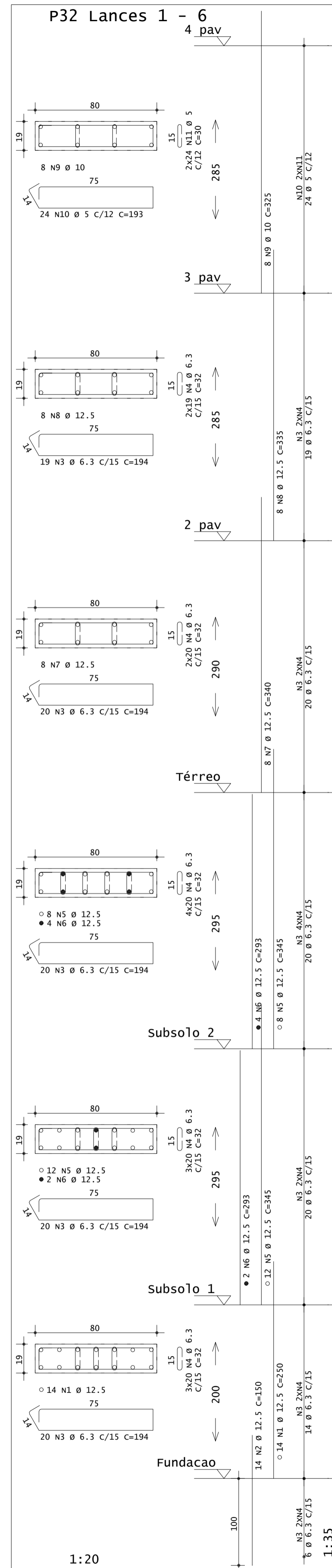
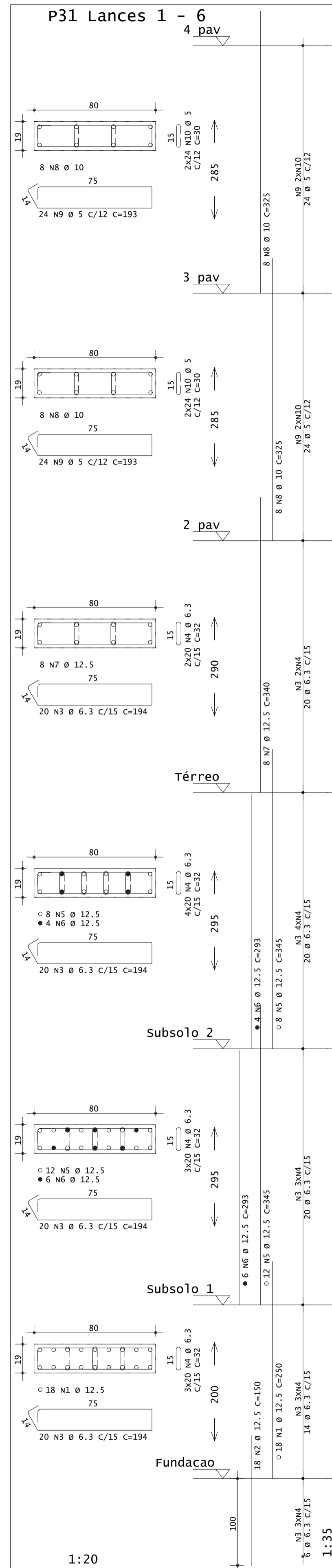
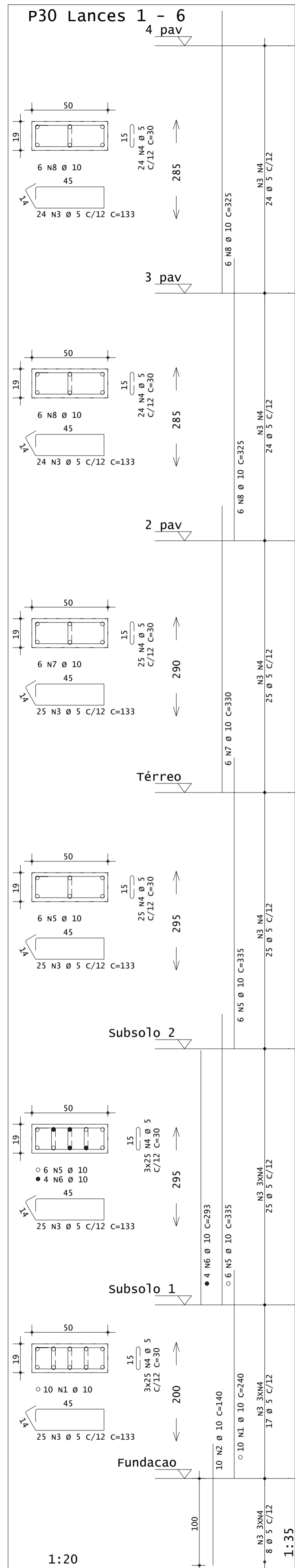


PILARES - ARMADURAS - 07/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

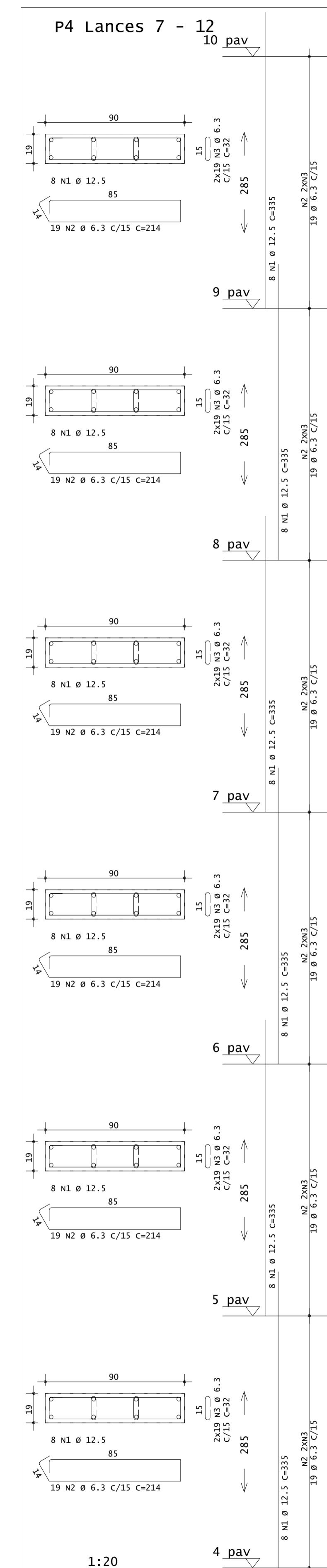
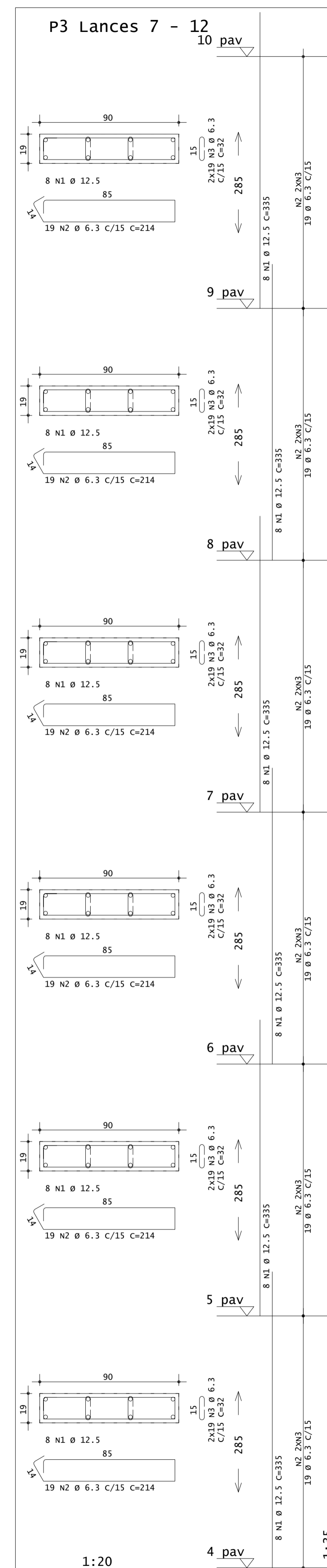
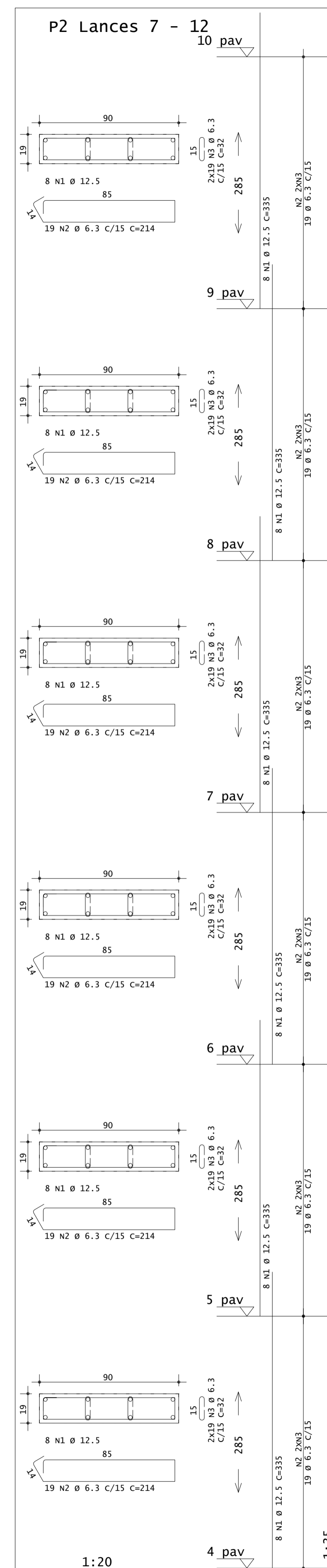
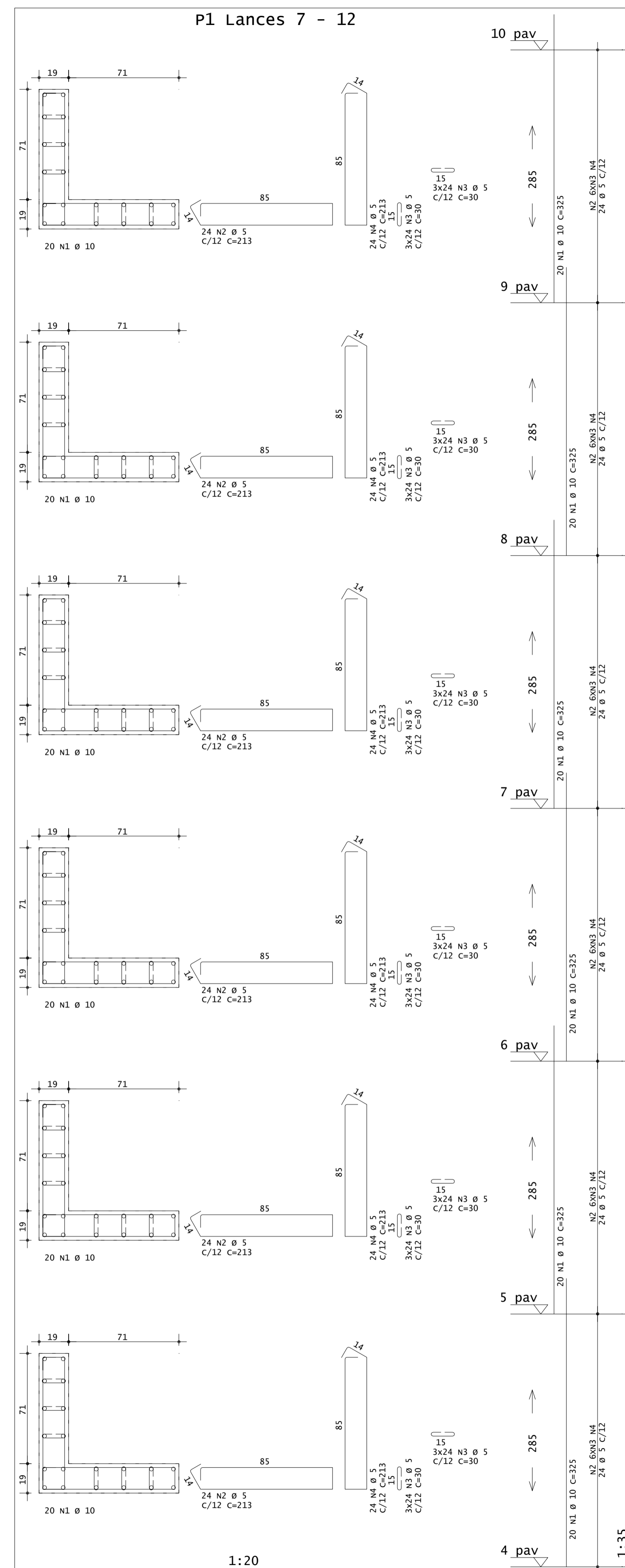


PILARES - ARMADURAS - 08/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

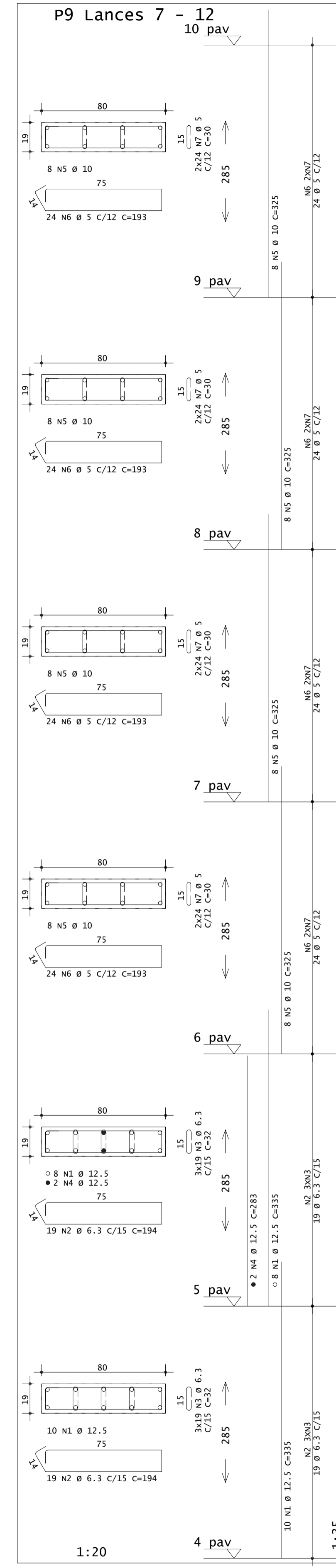
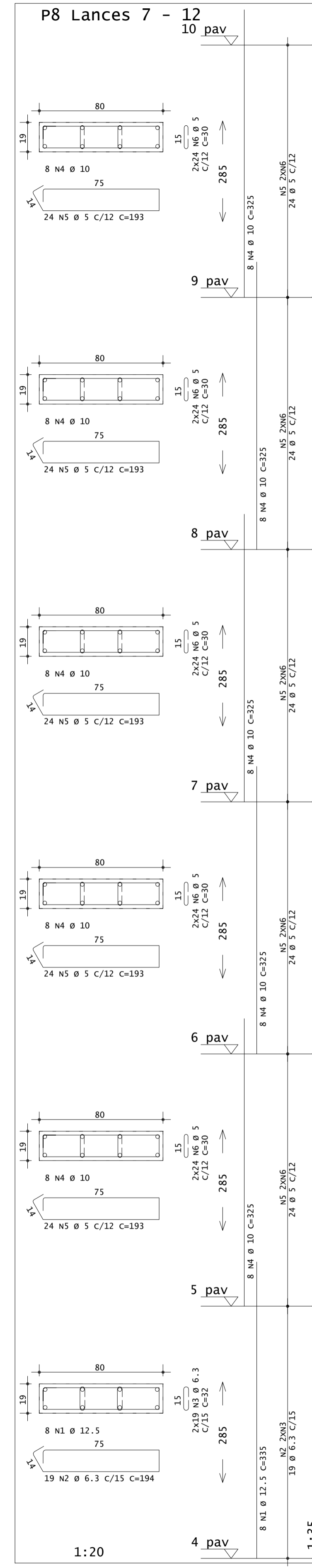
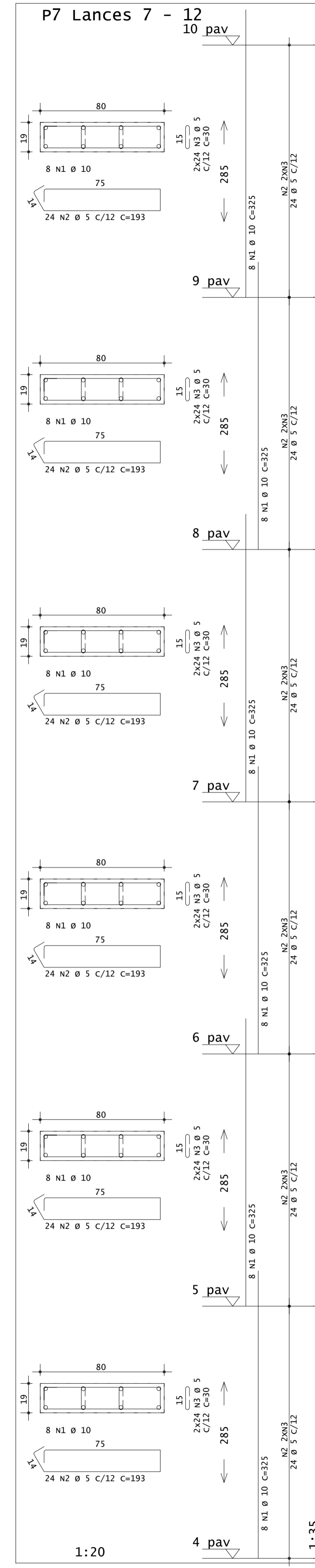
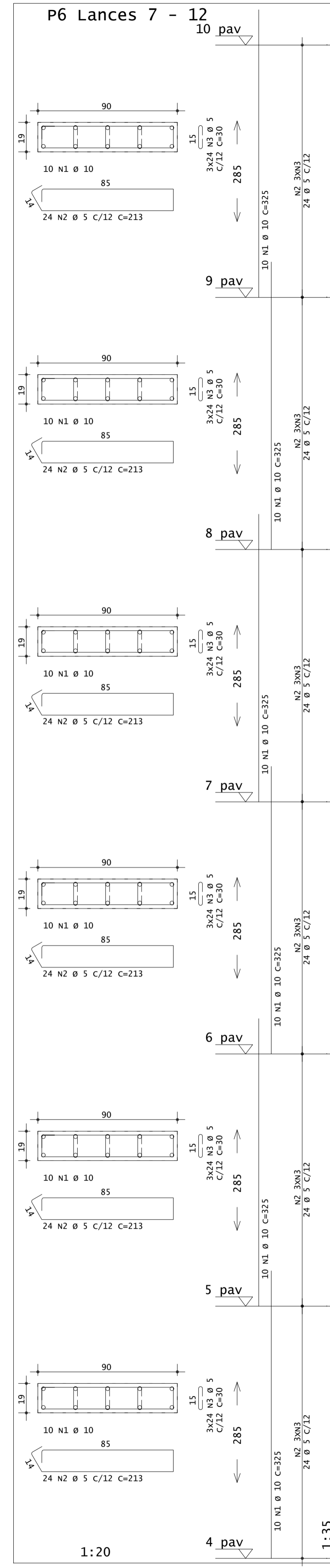
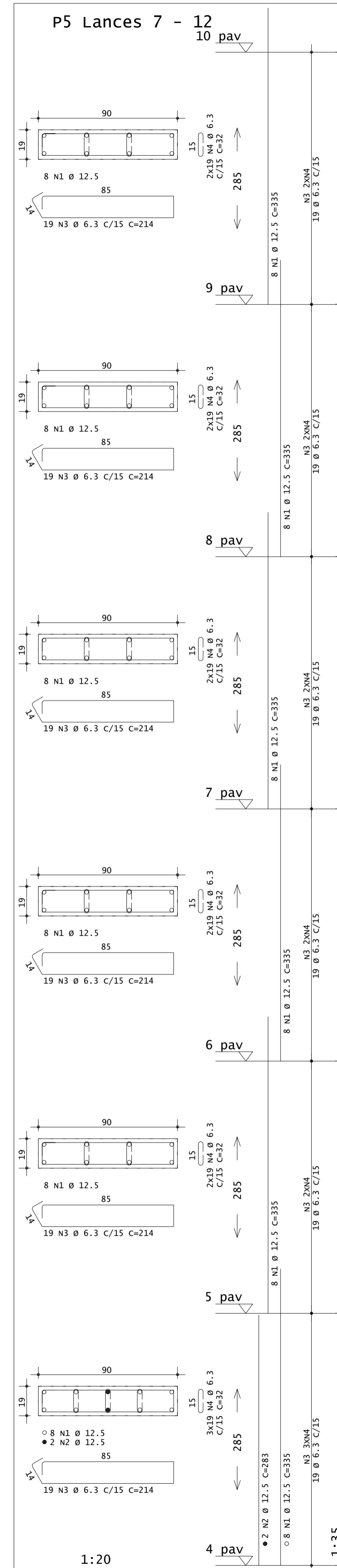


PILARES - ARMADURAS - 09/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

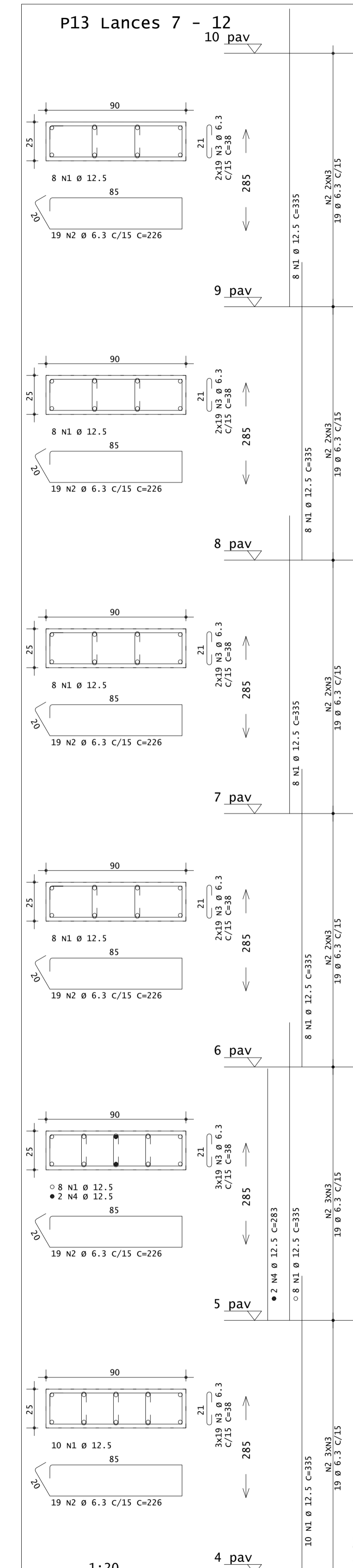
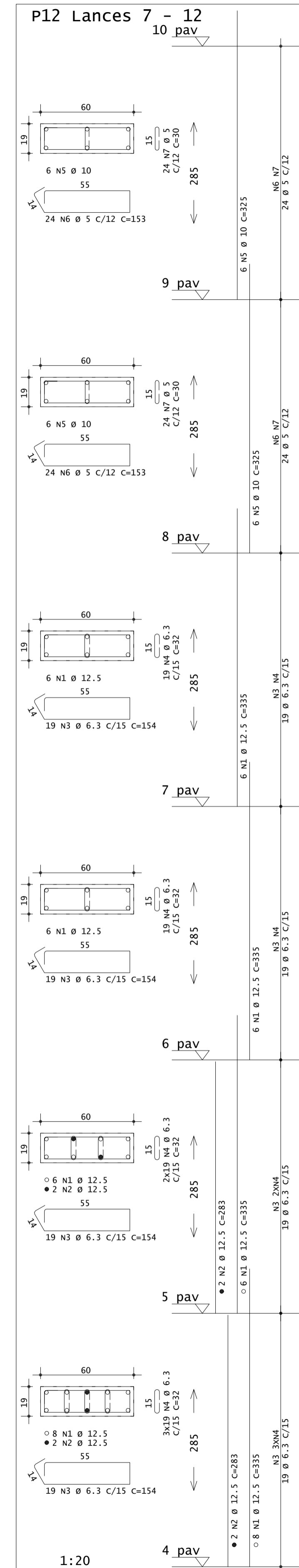
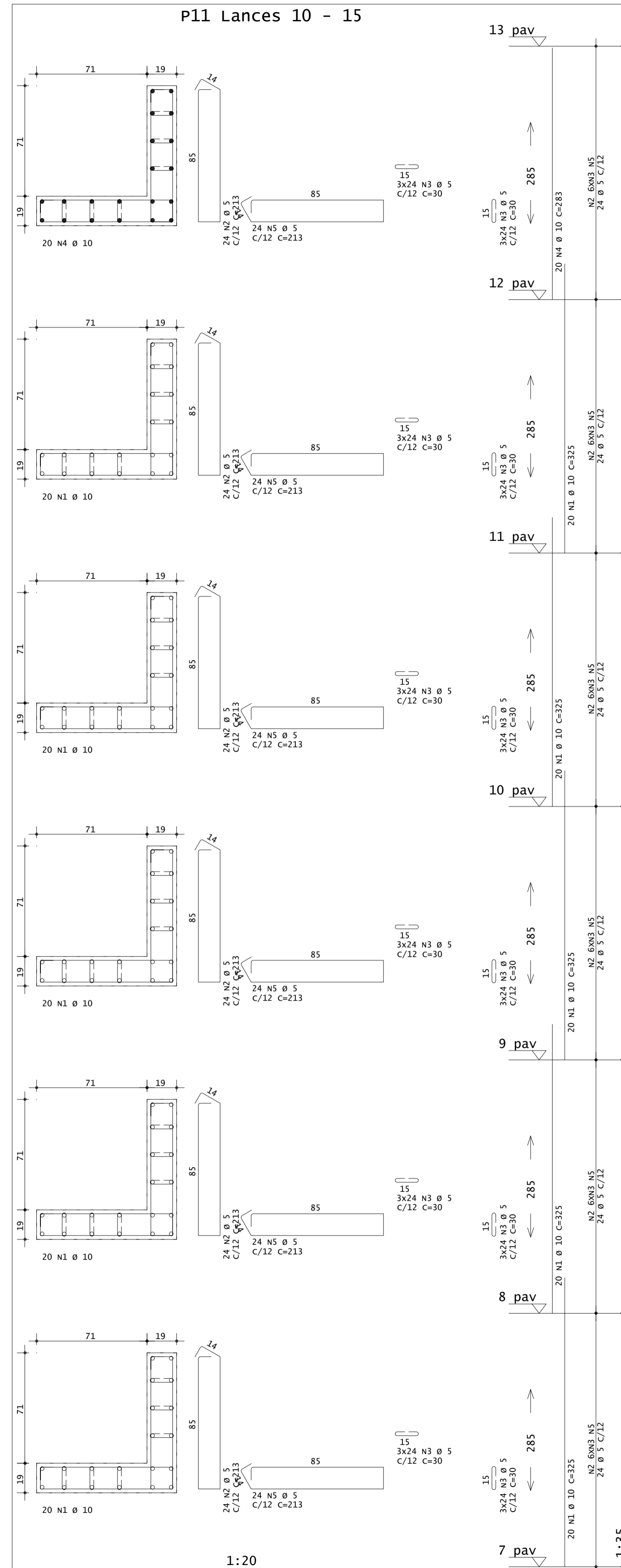
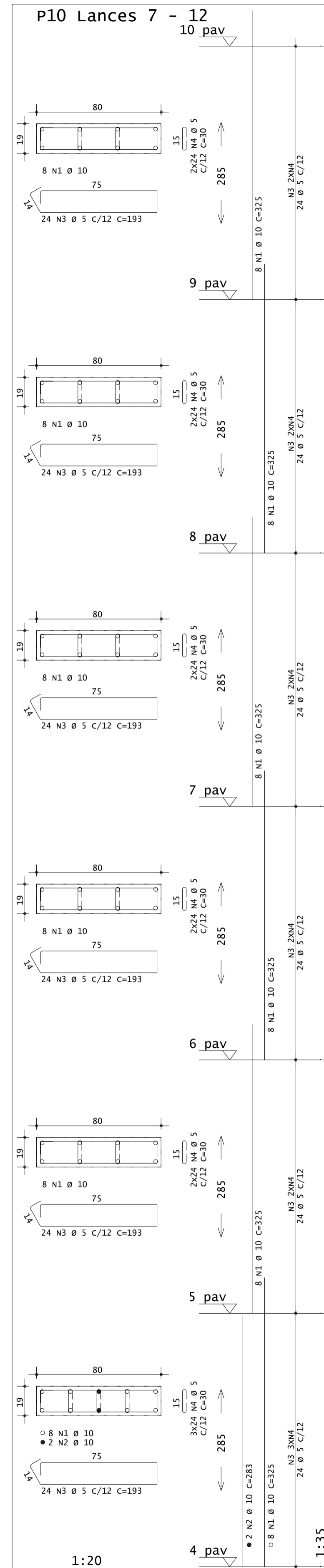


PILARES - ARMADURAS - 10/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

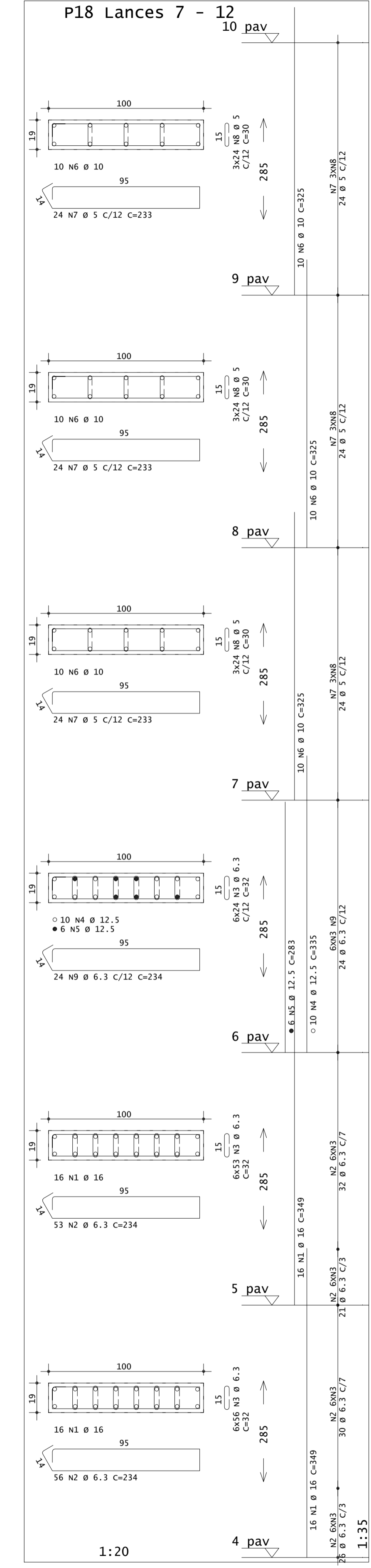
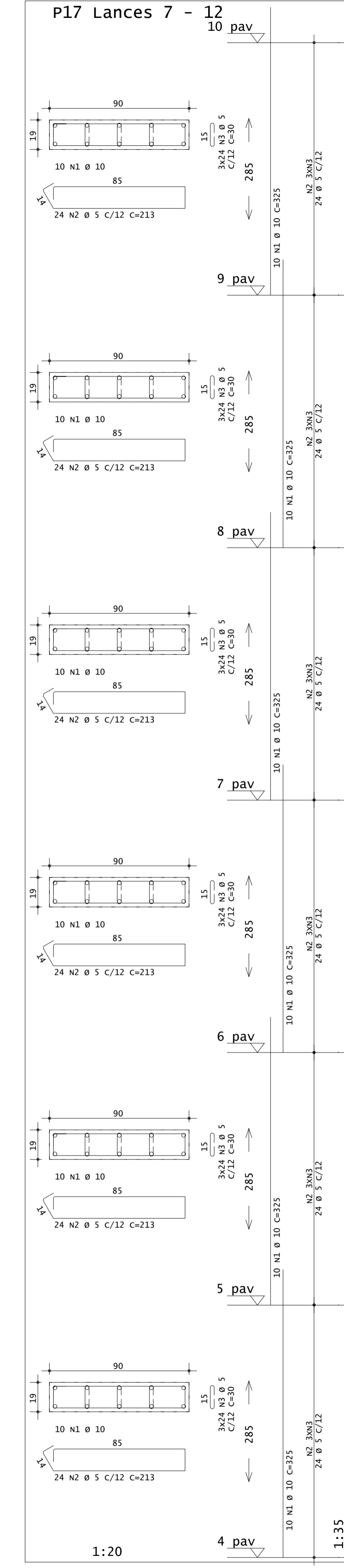
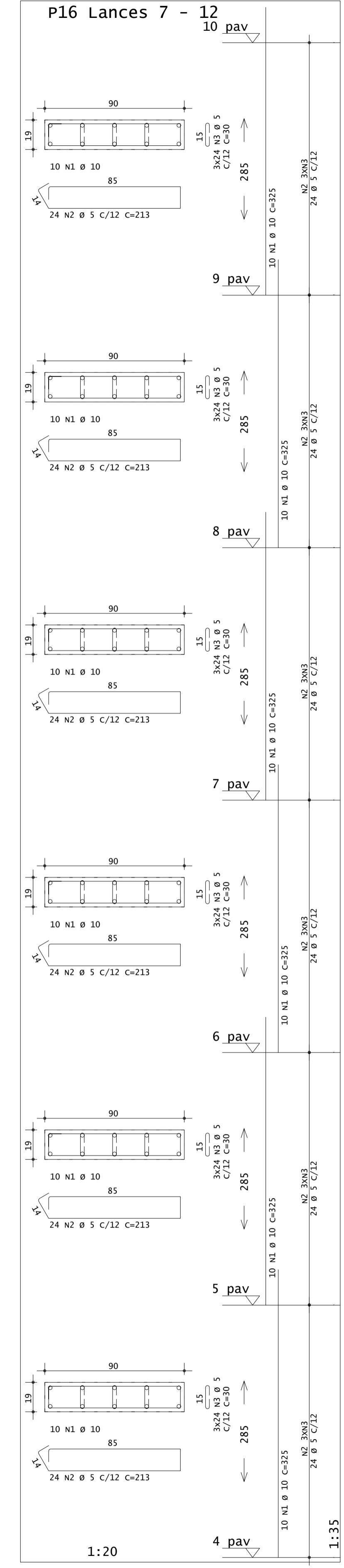
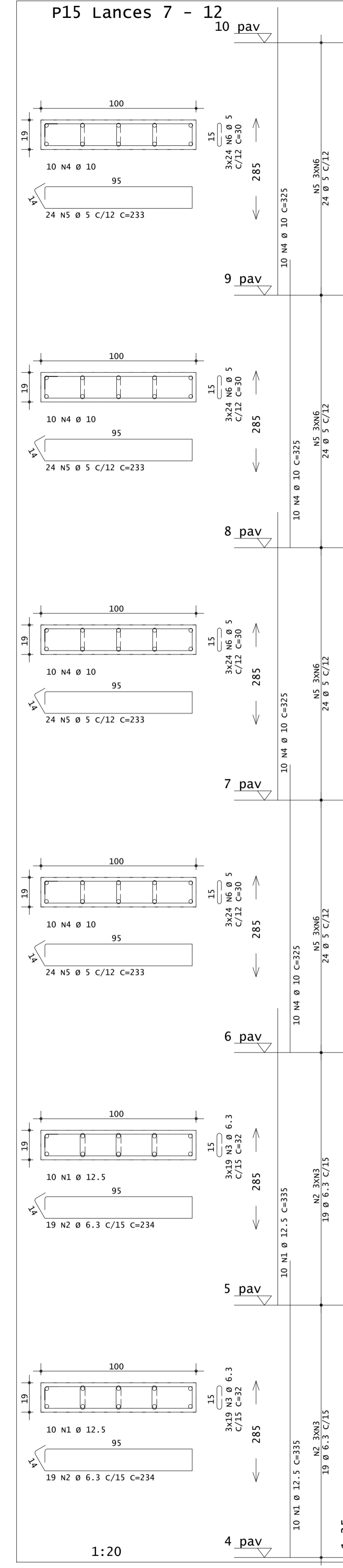
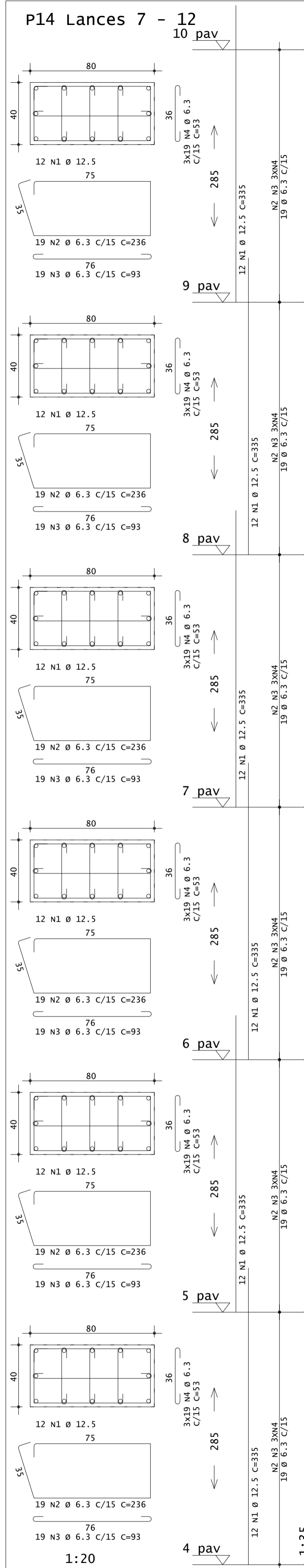


PILARES - ARMADURAS - 11/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

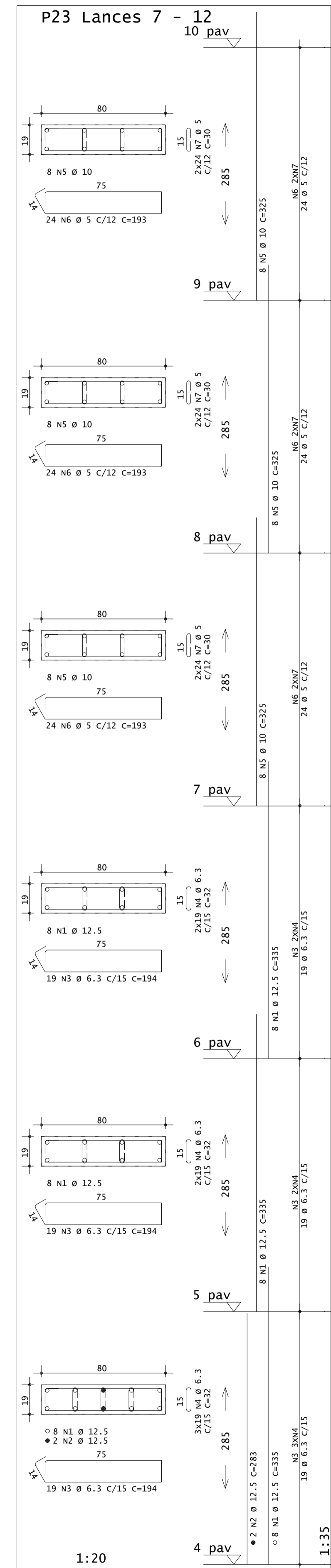
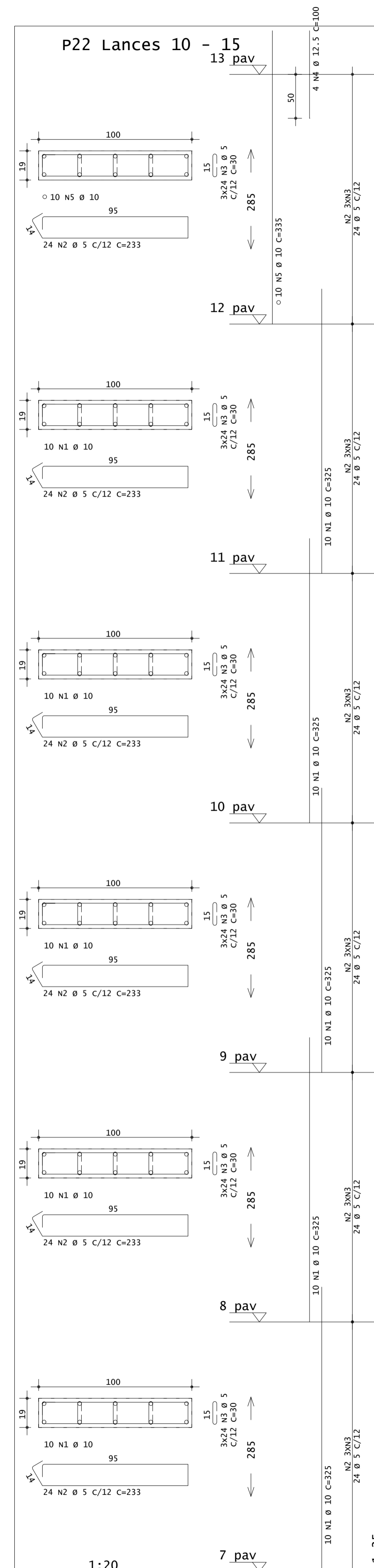
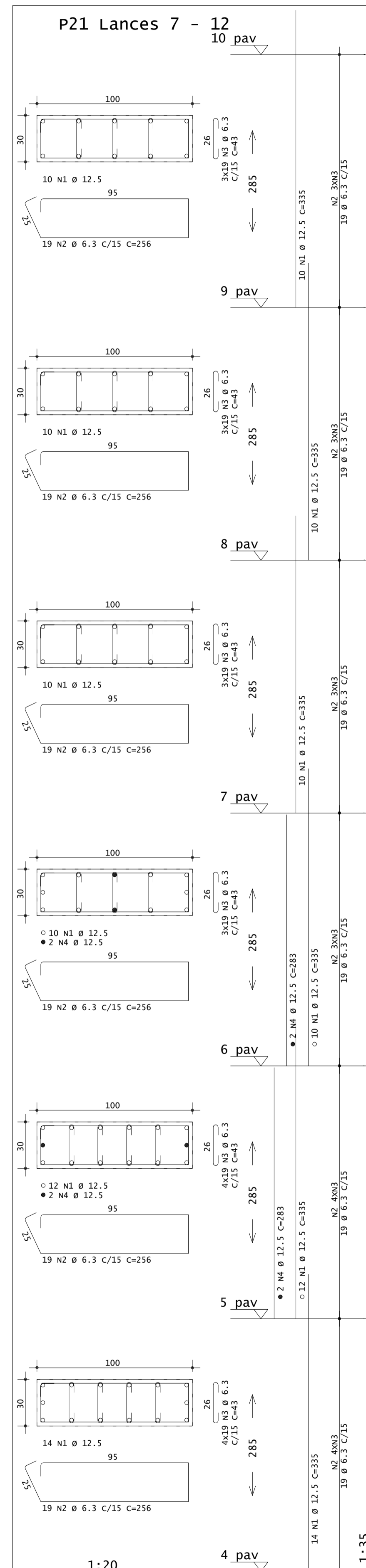
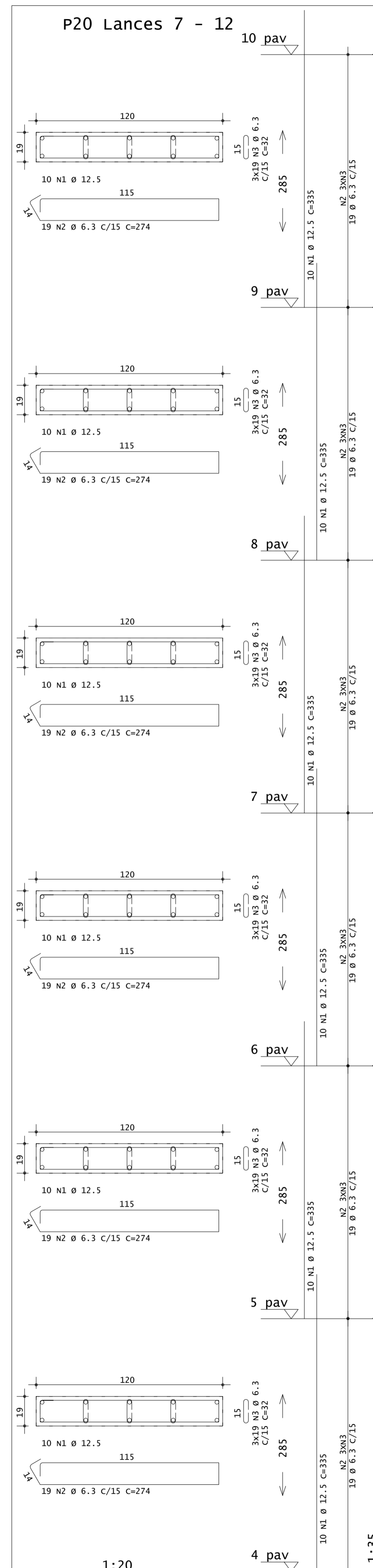
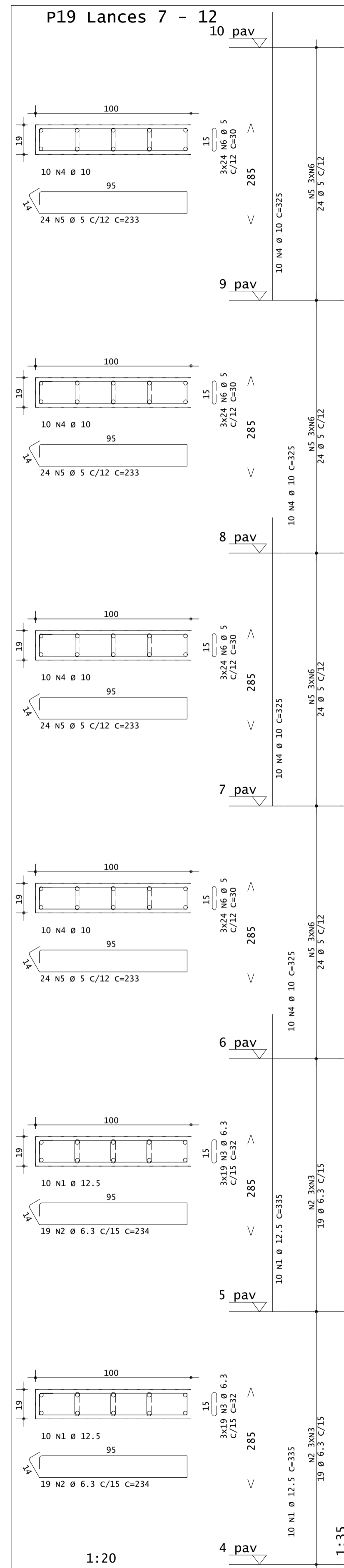


PILARES - ARMADURAS - 12/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

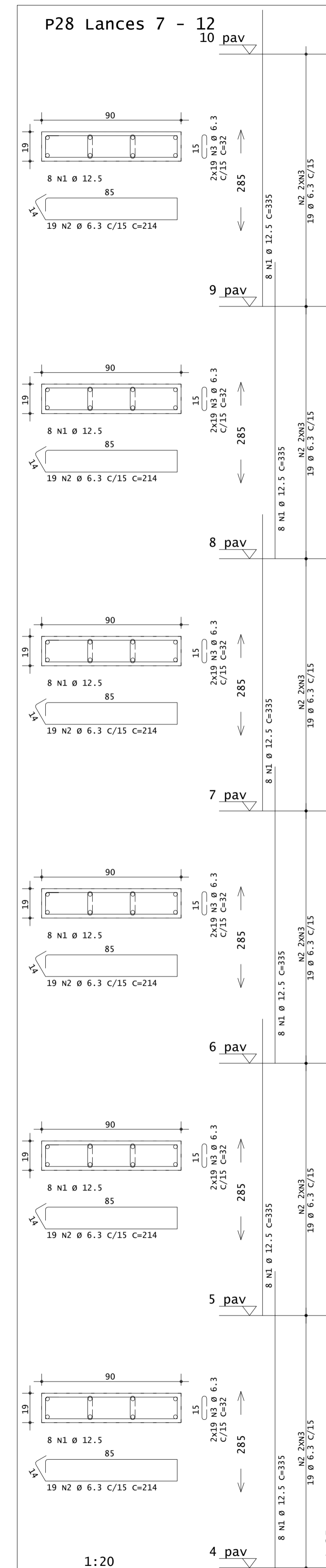
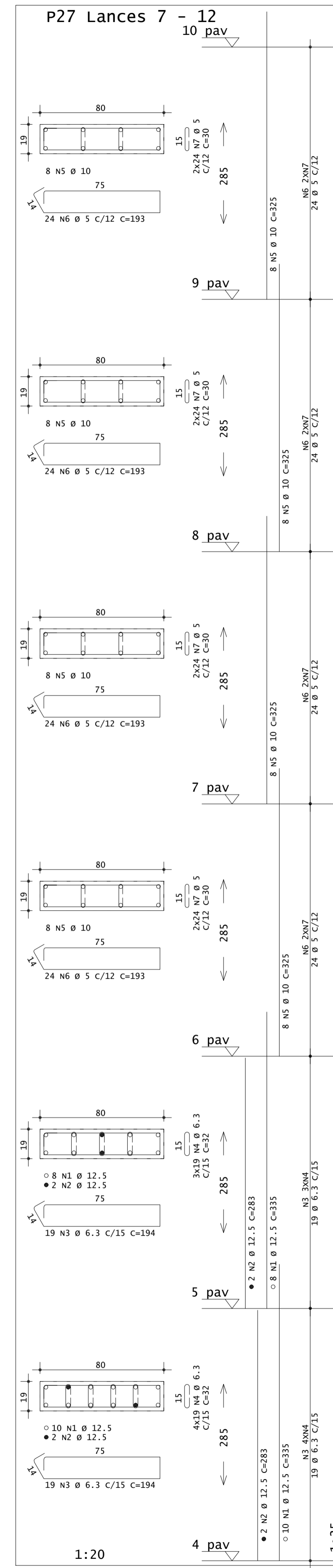
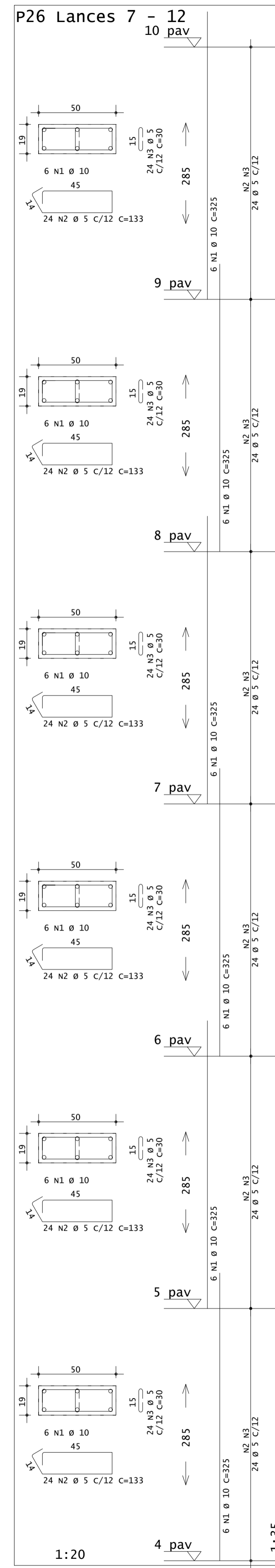
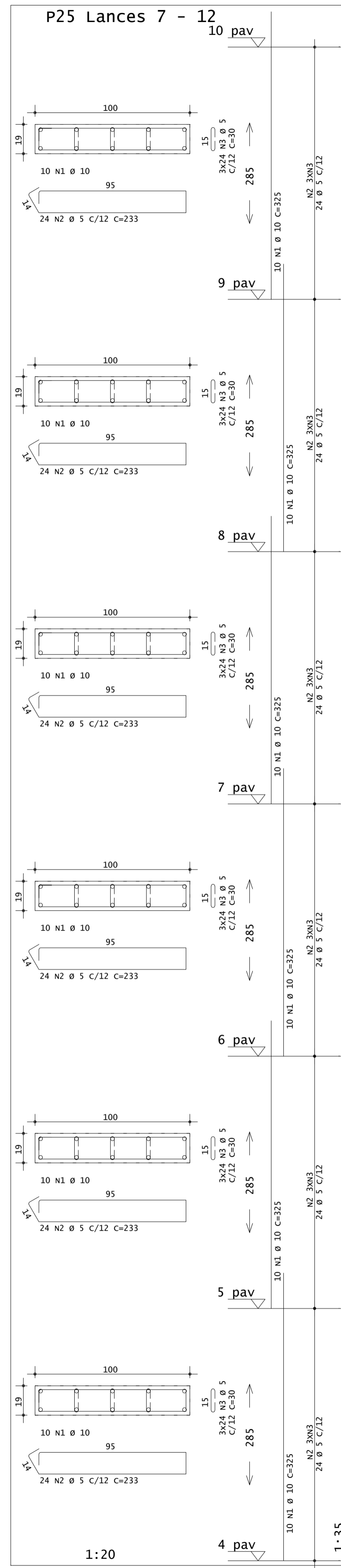
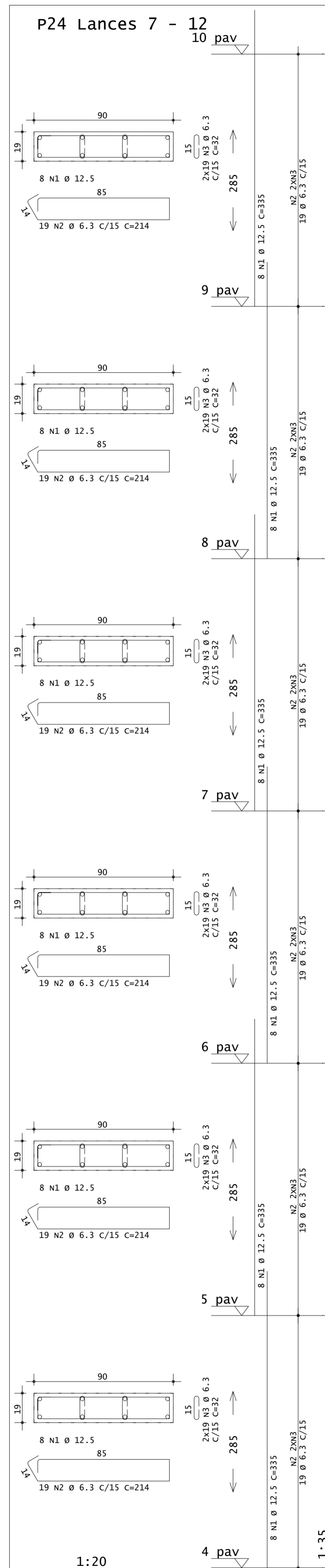


PILARES - ARMADURAS - 13/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

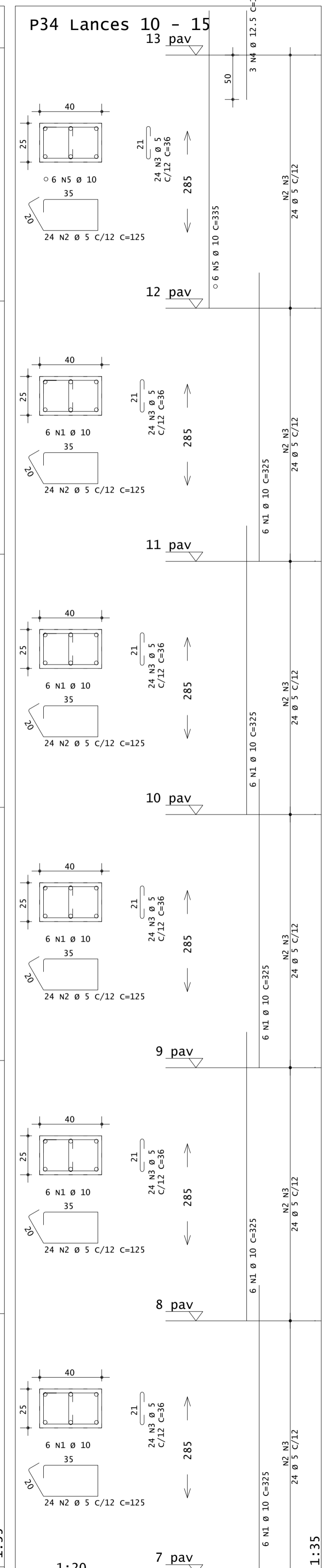
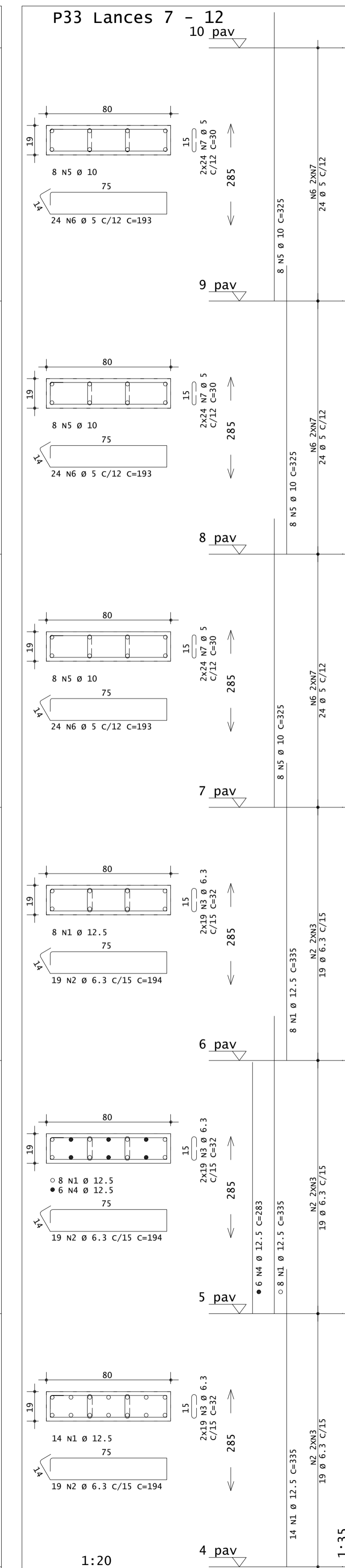
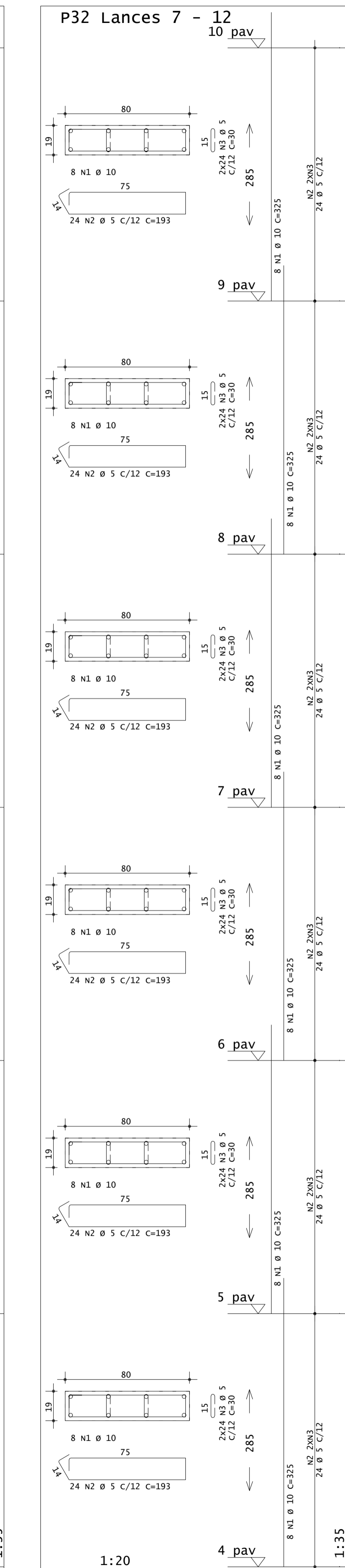
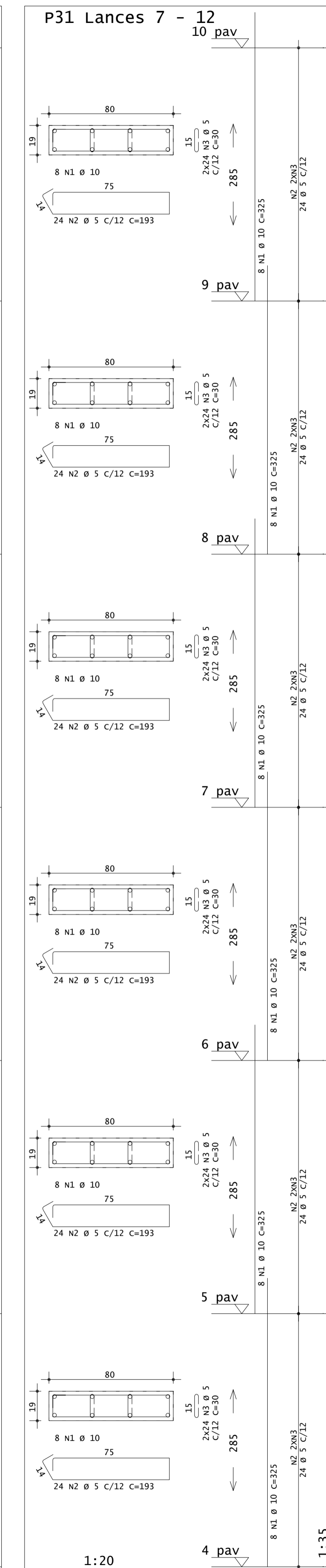
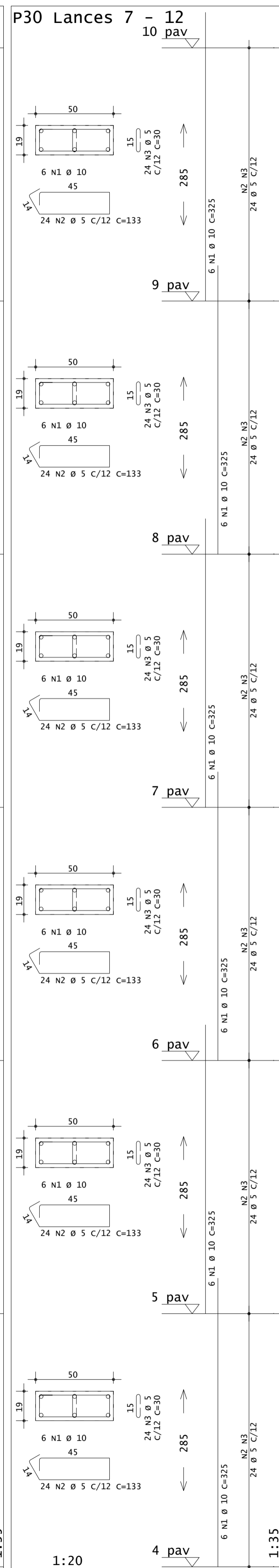
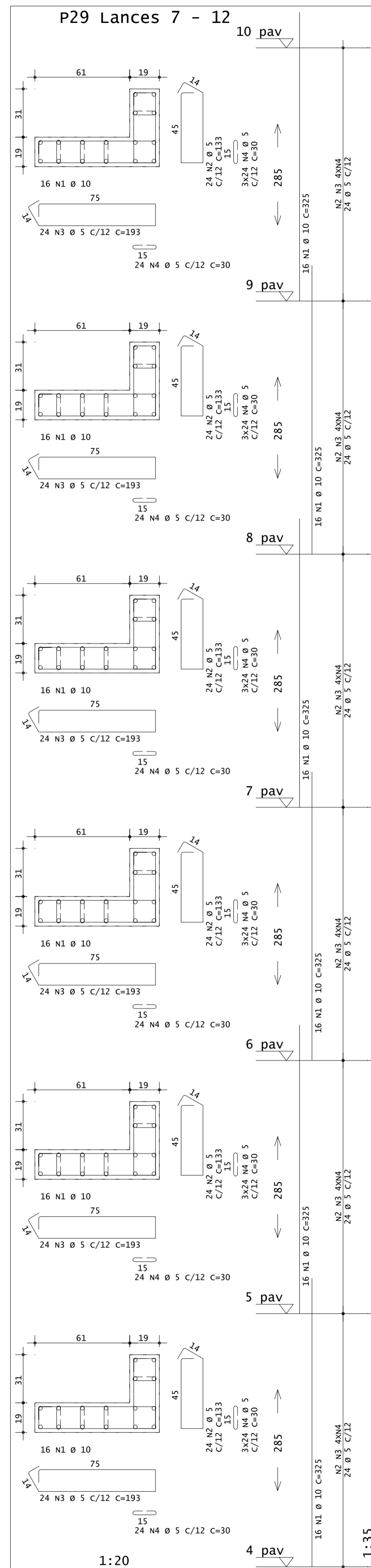


PILARES - ARMADURAS - 14/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

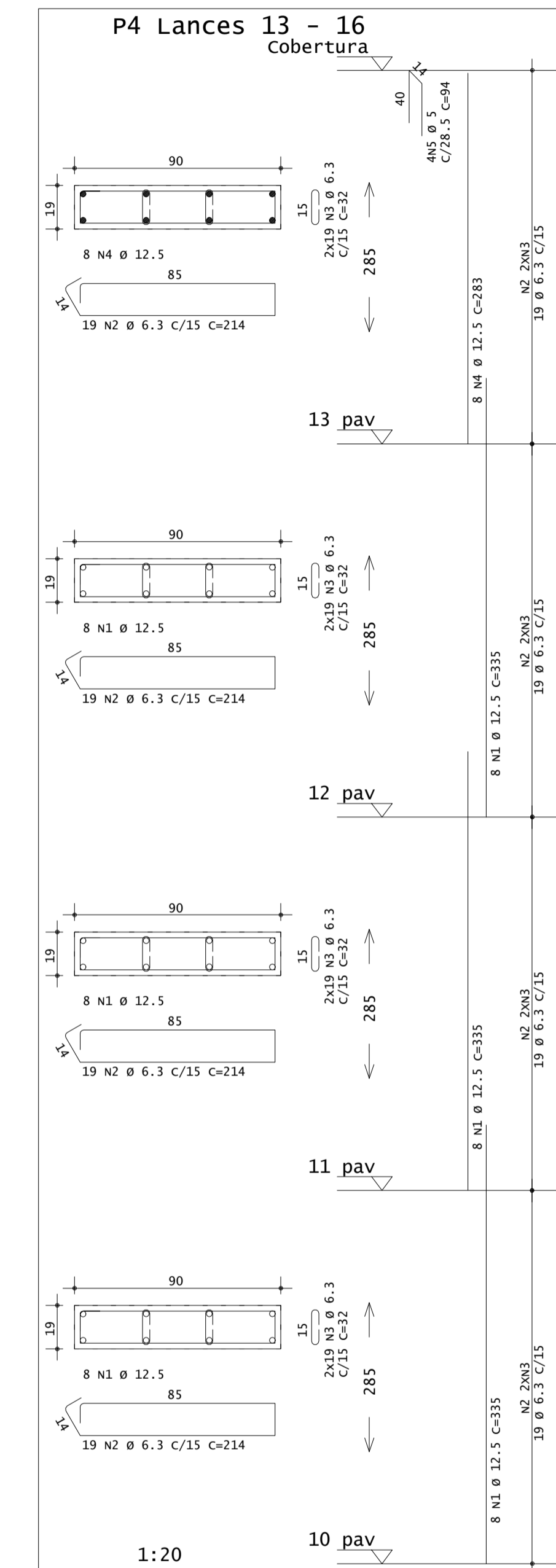
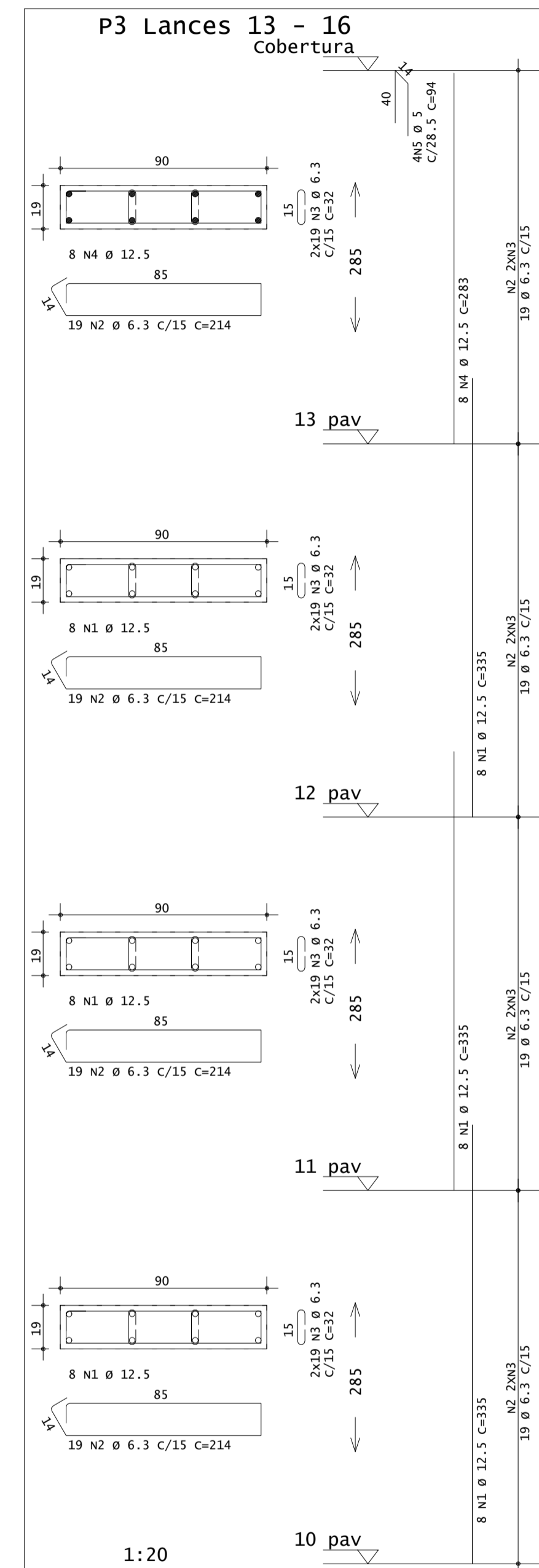
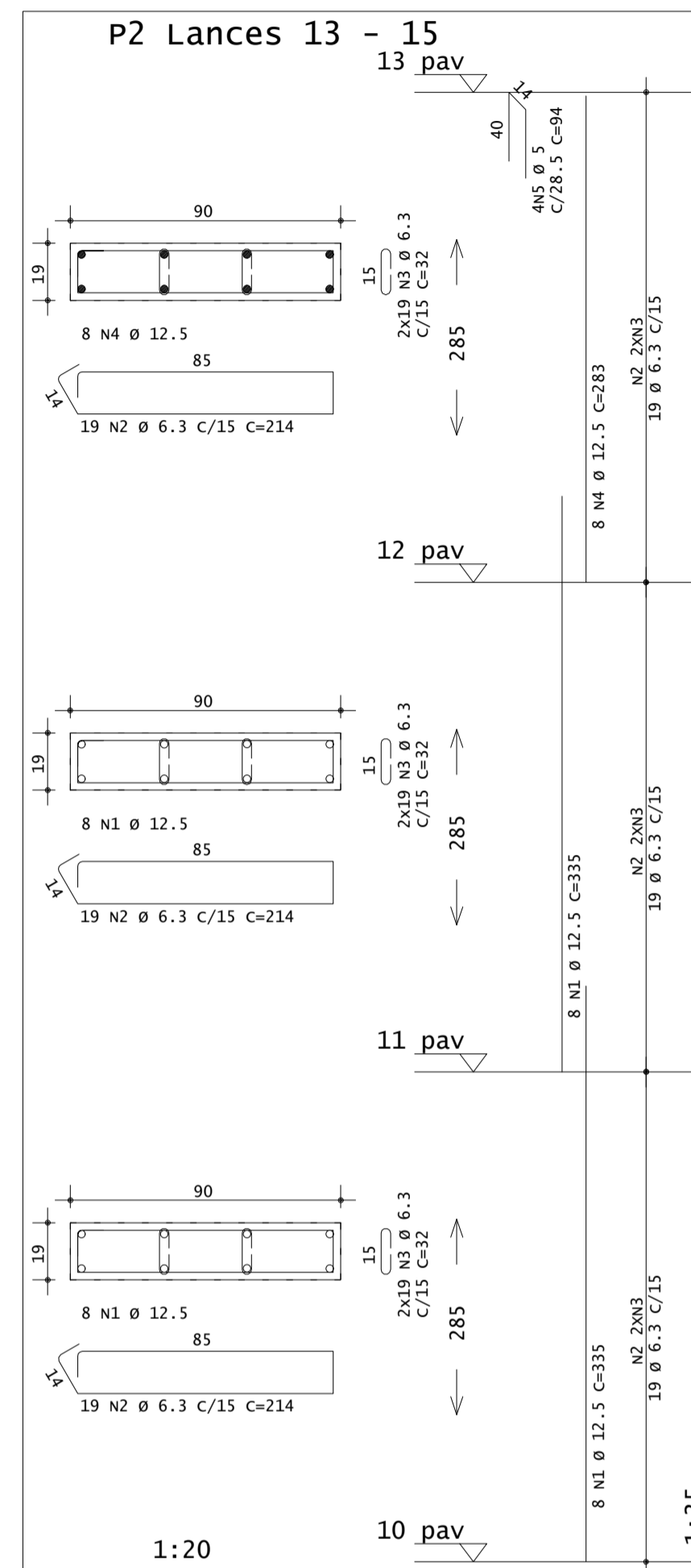
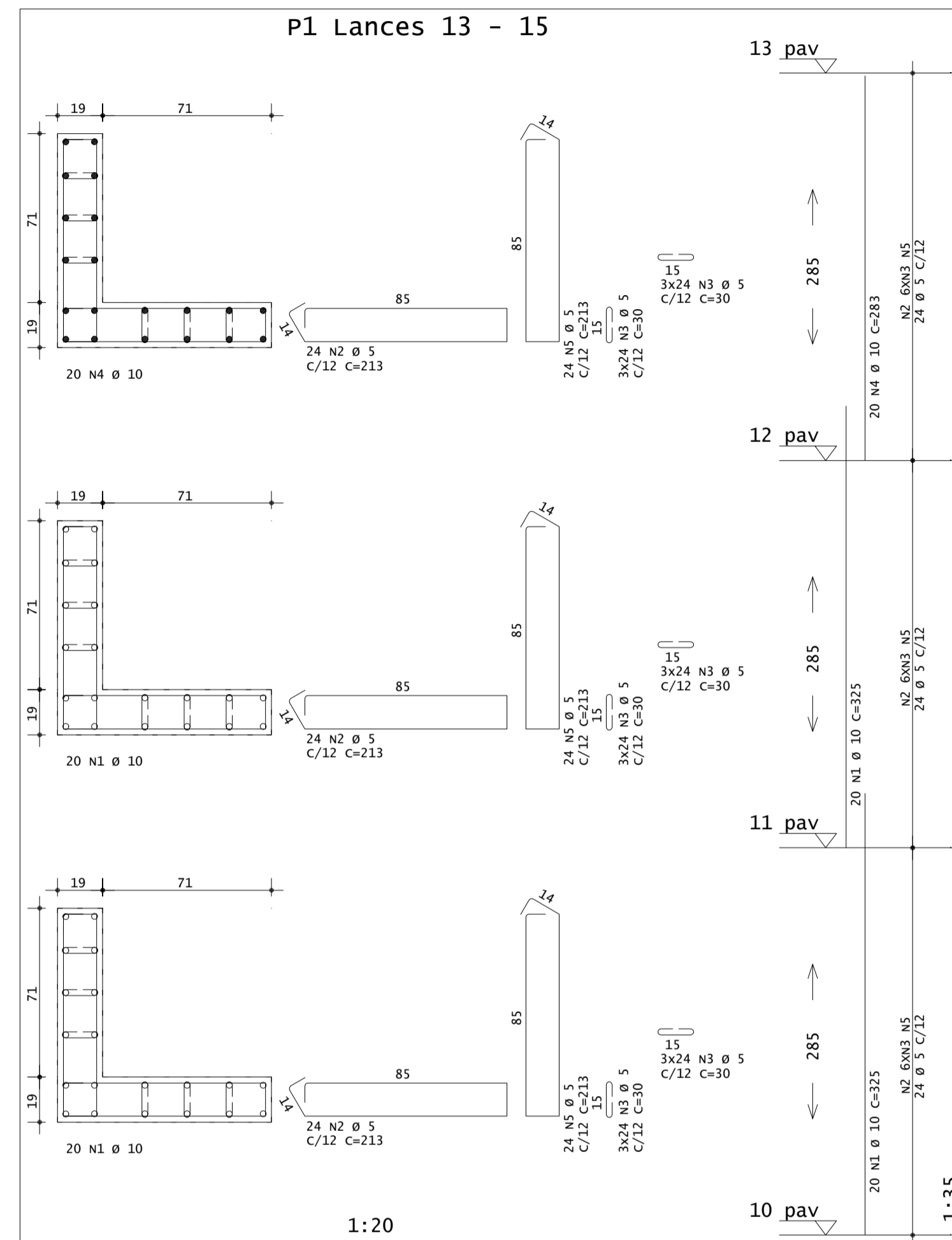


PILARES - ARMADURAS - 15/22

**RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI**

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

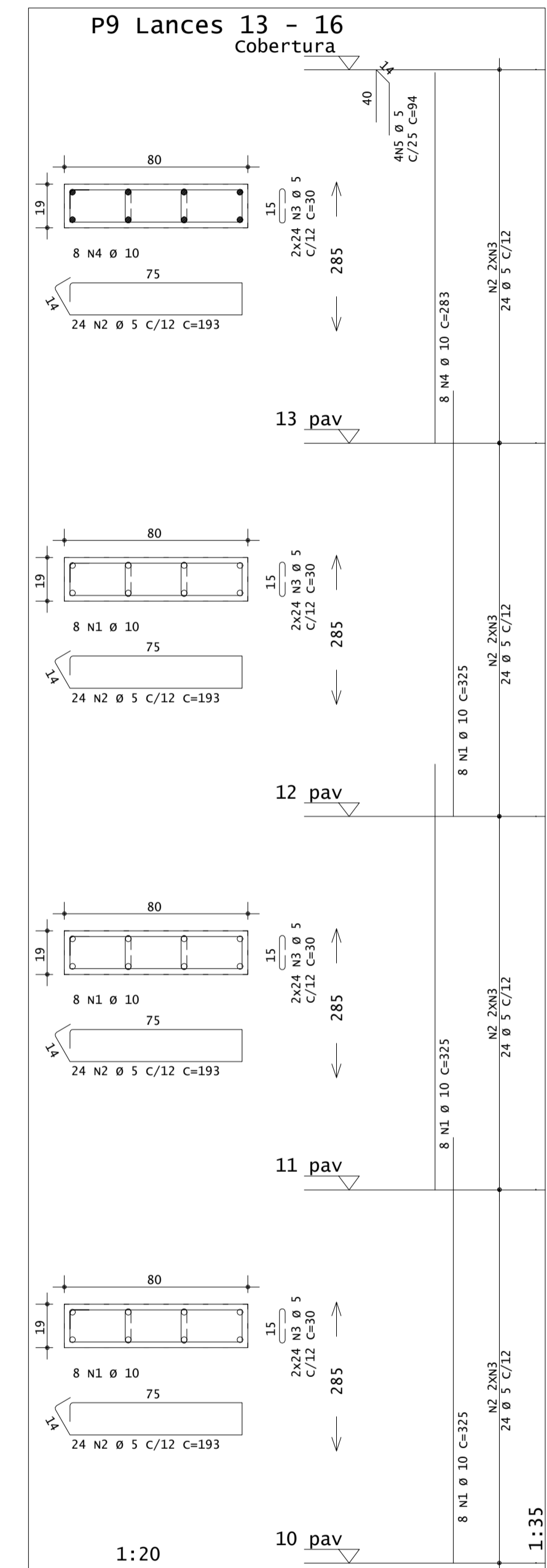
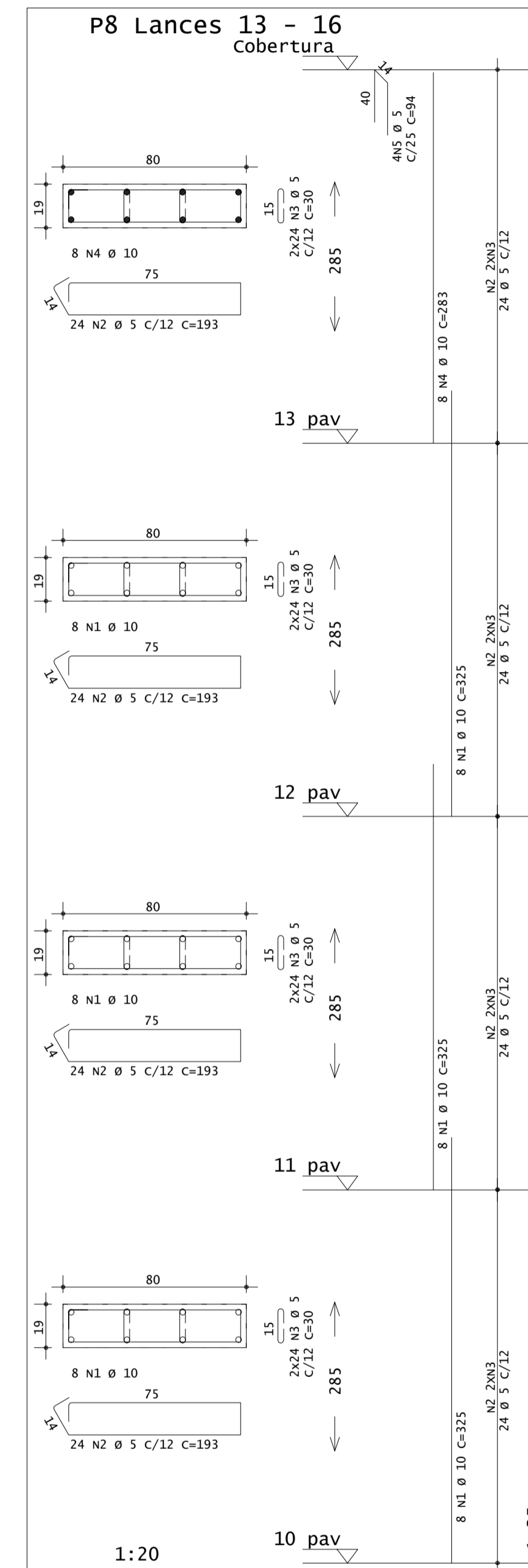
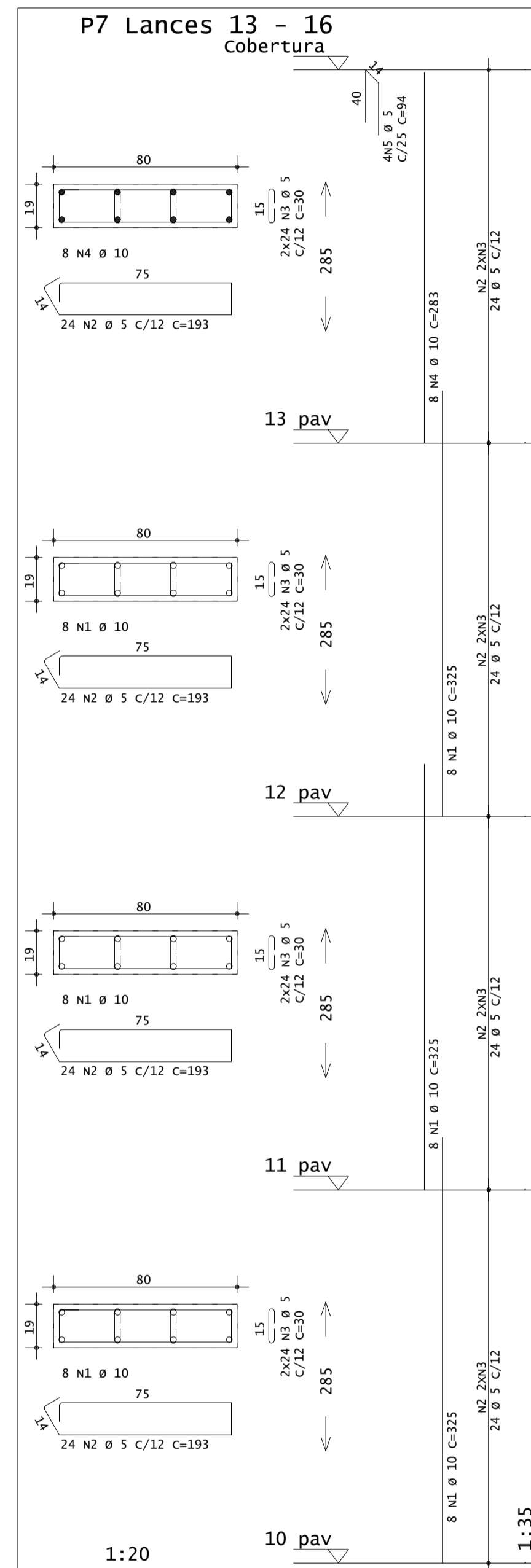
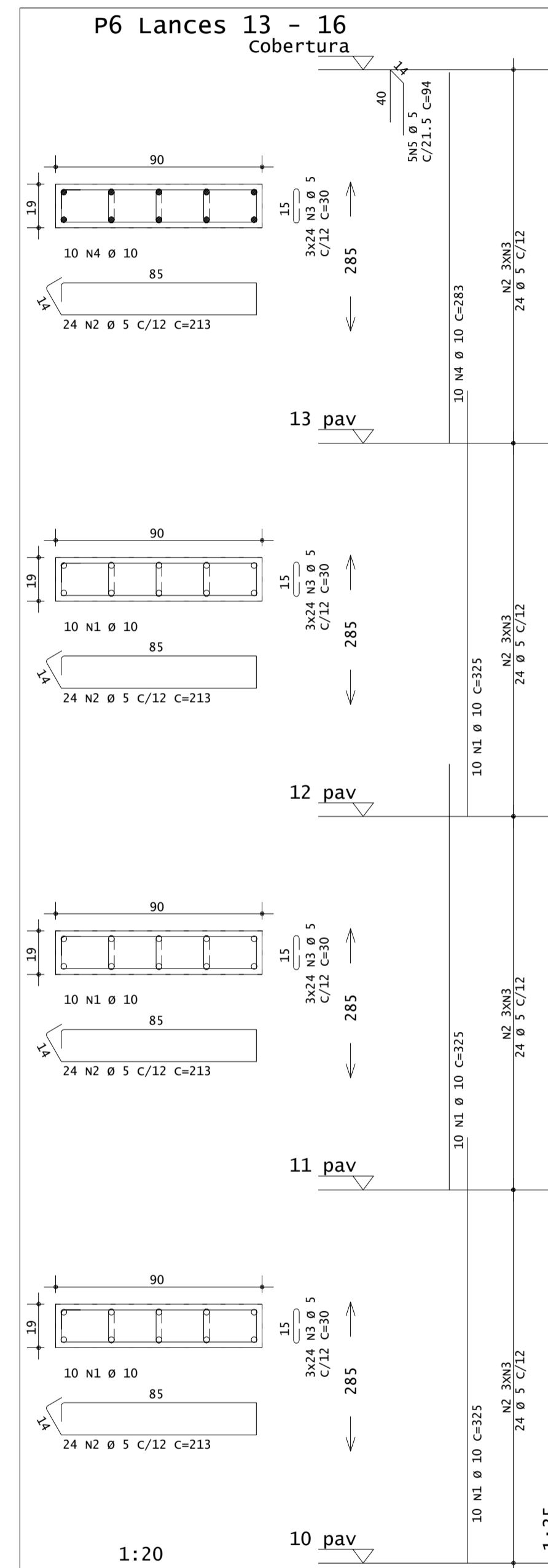
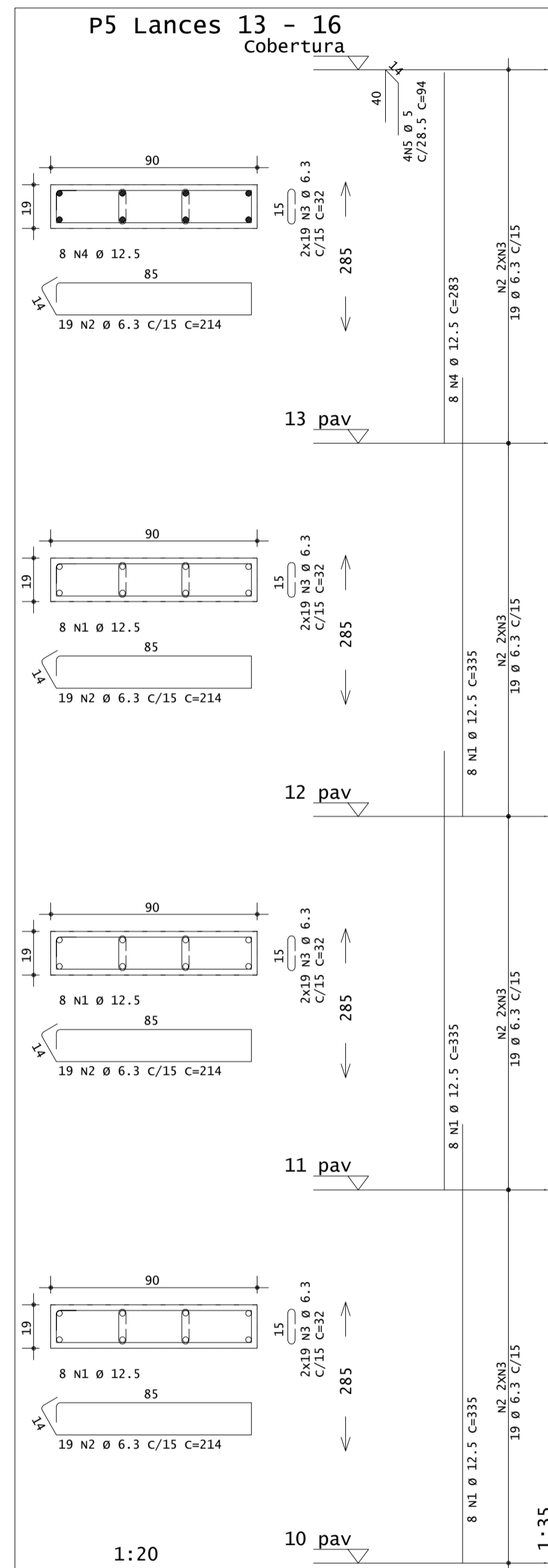


PILARES - ARMADURAS - 16/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

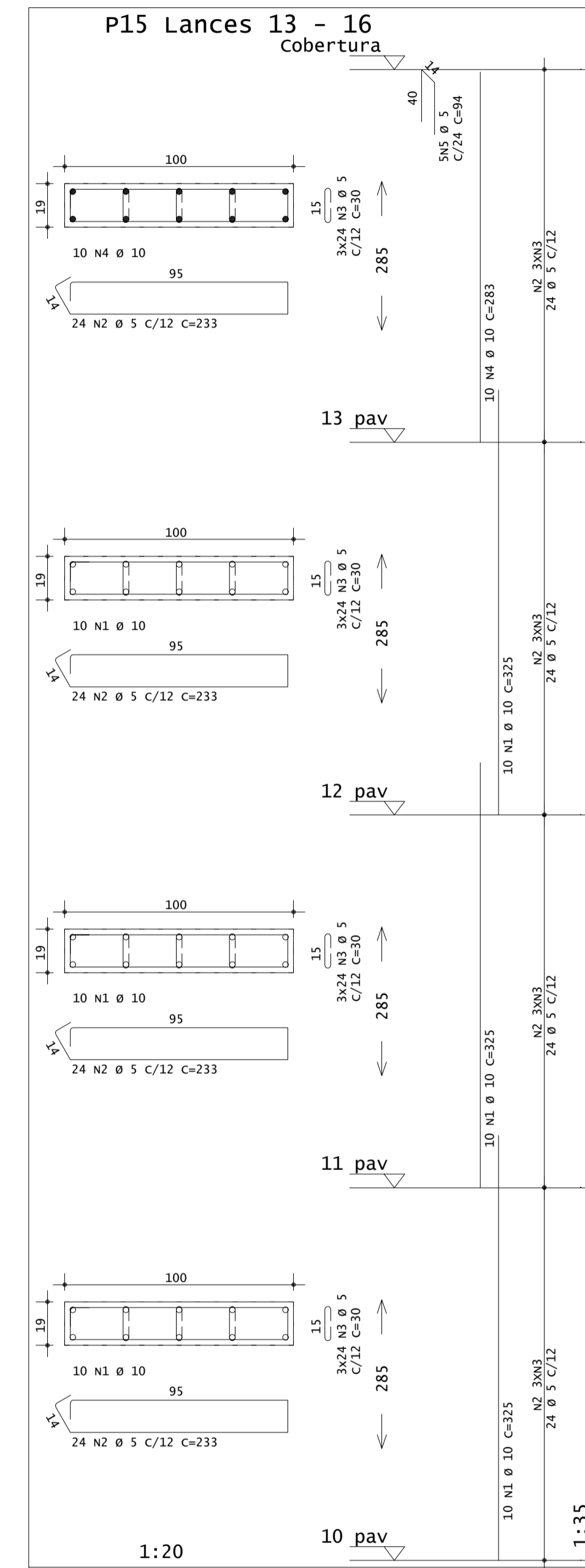
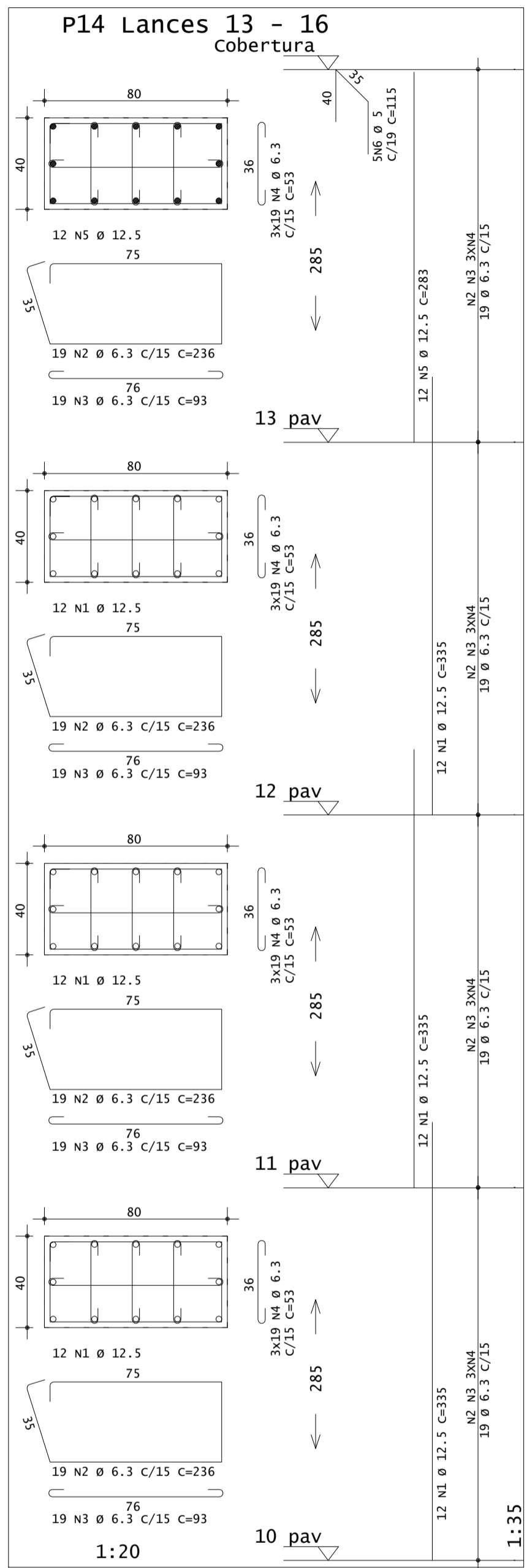
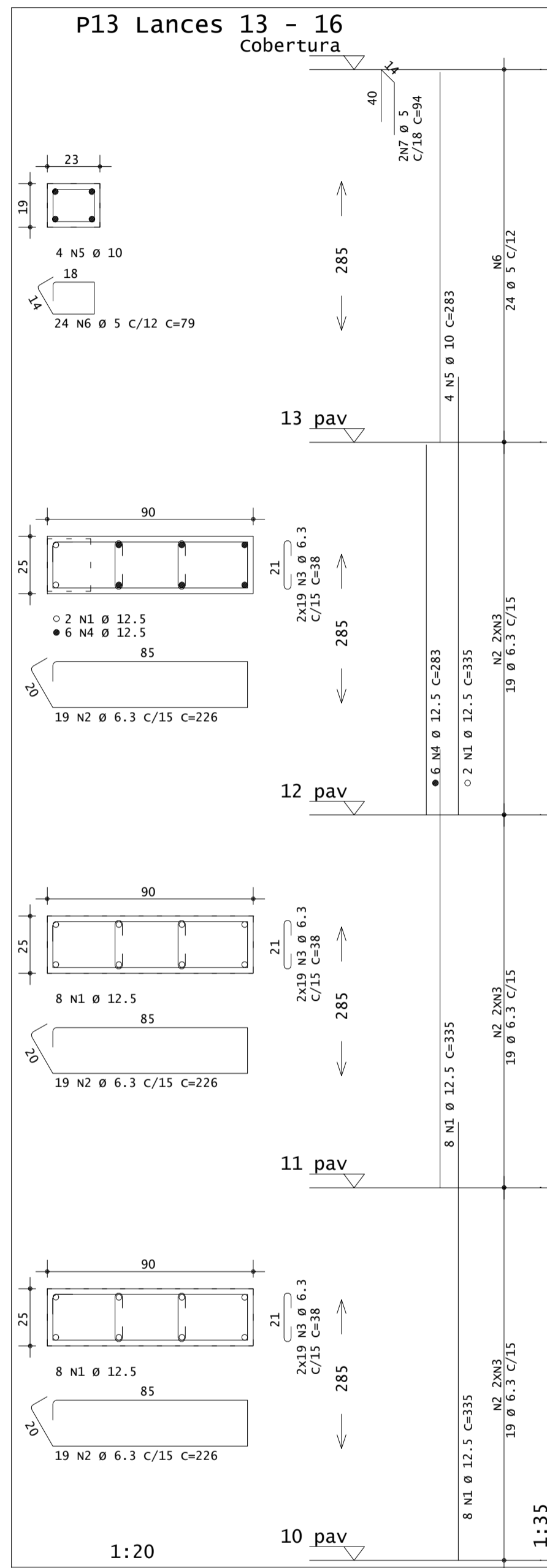
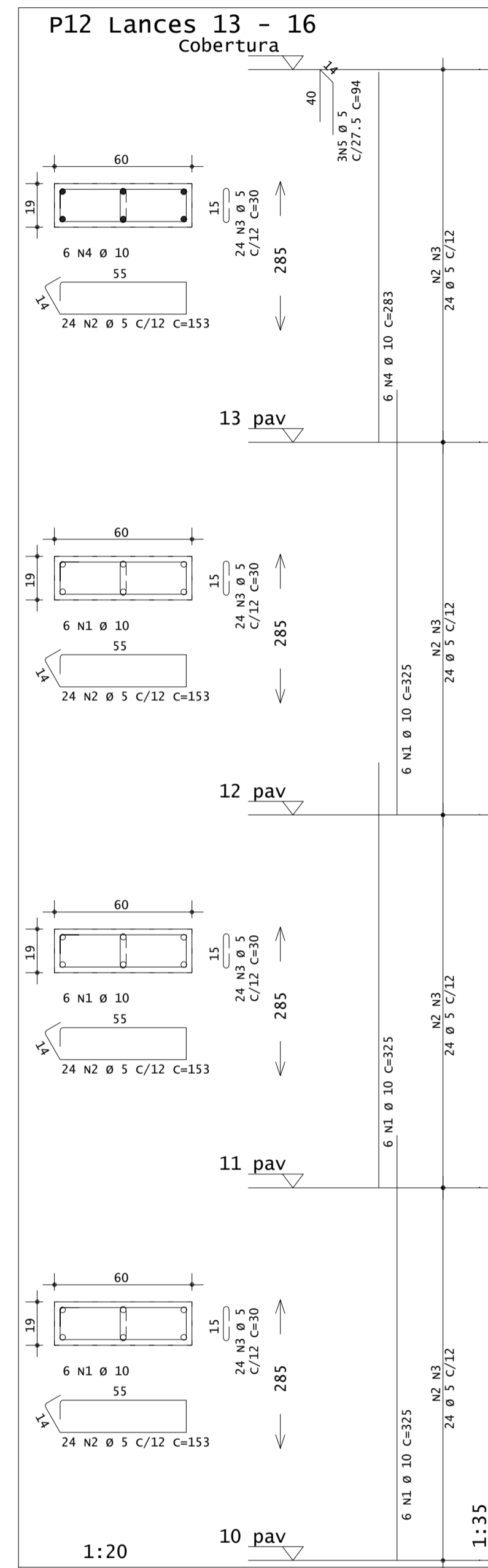
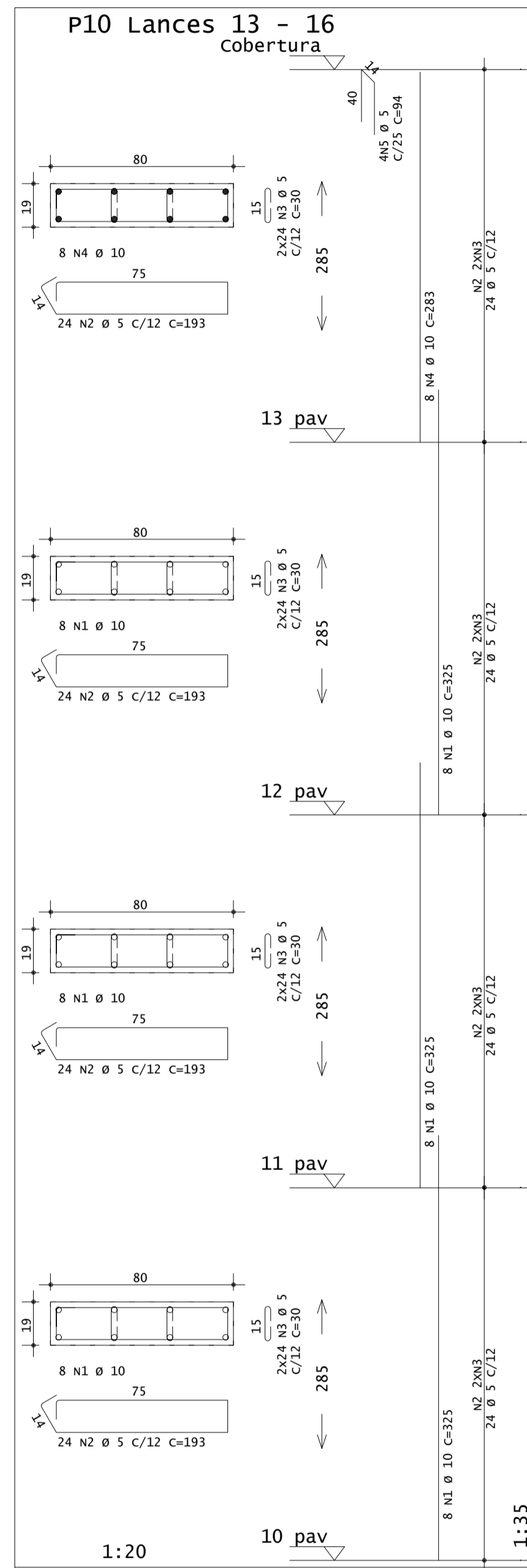


PILARES - ARMADURAS - 17/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

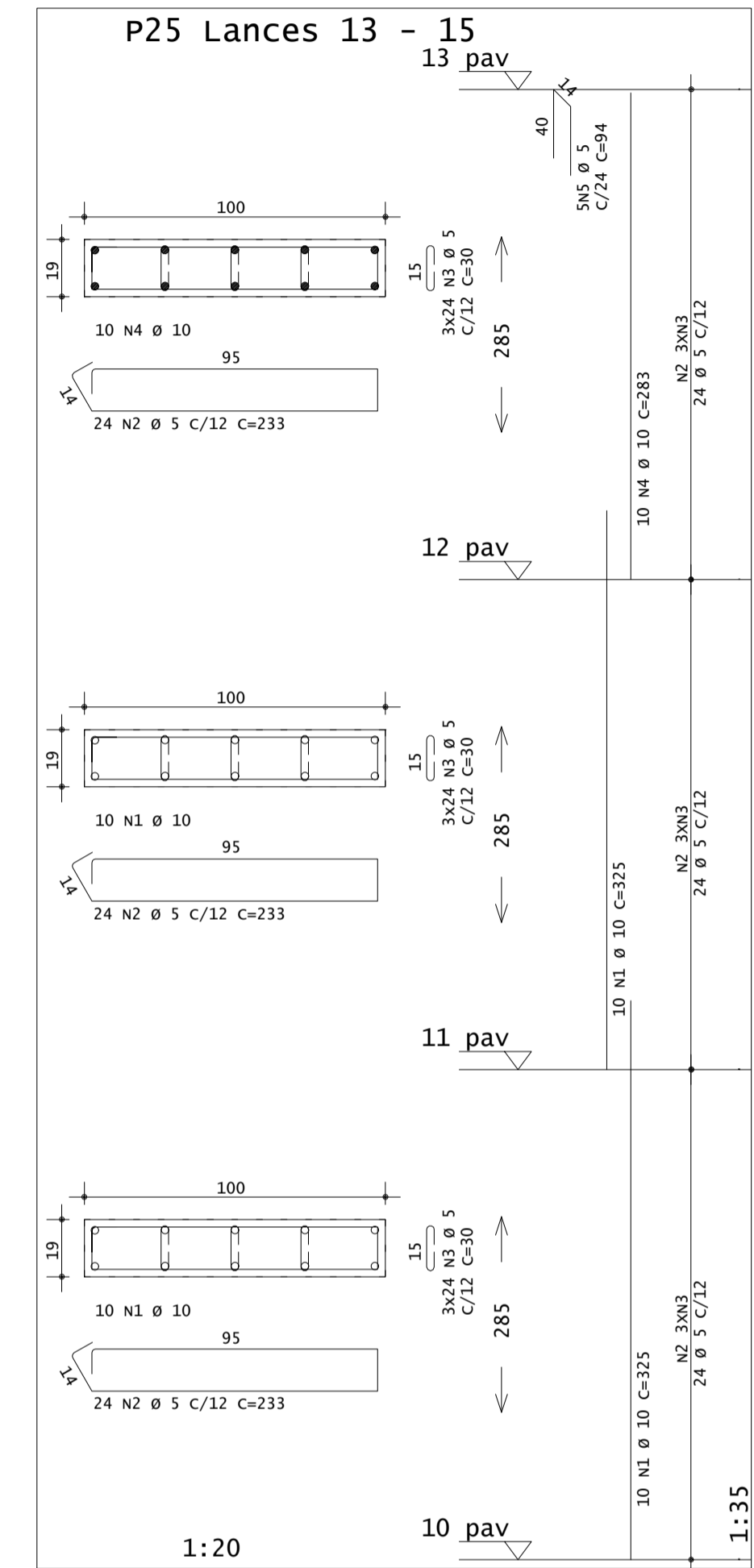
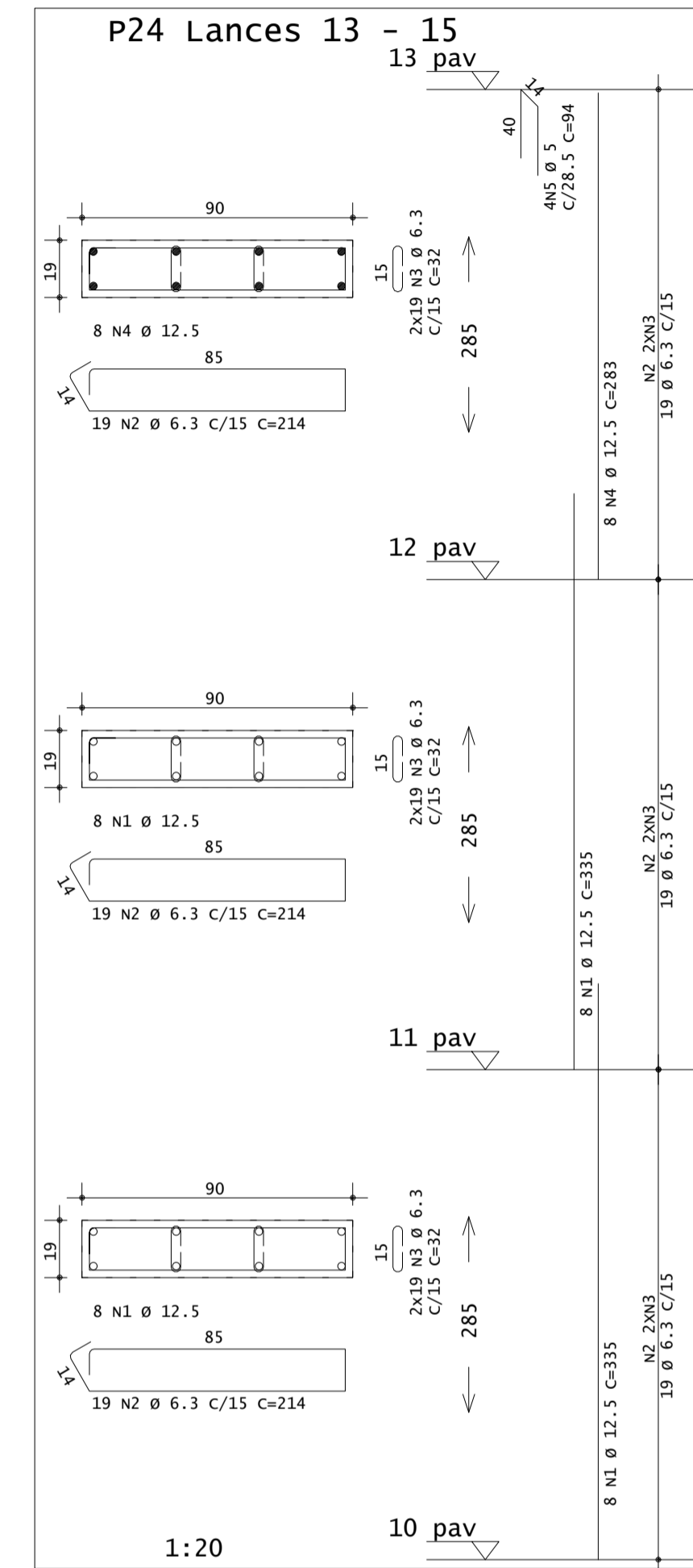
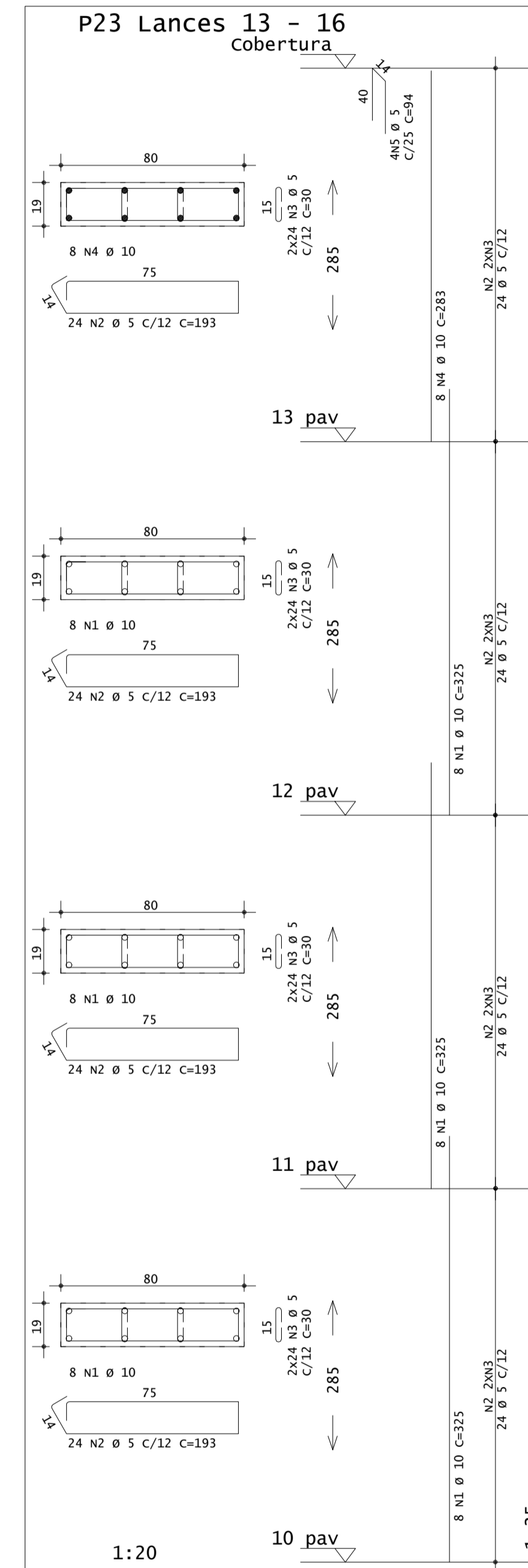
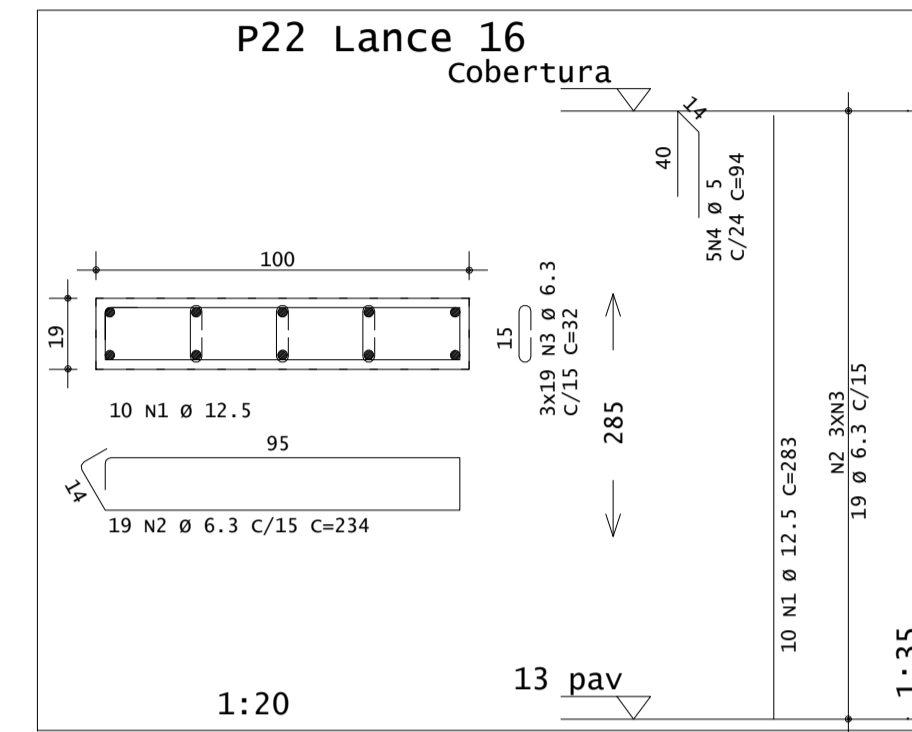
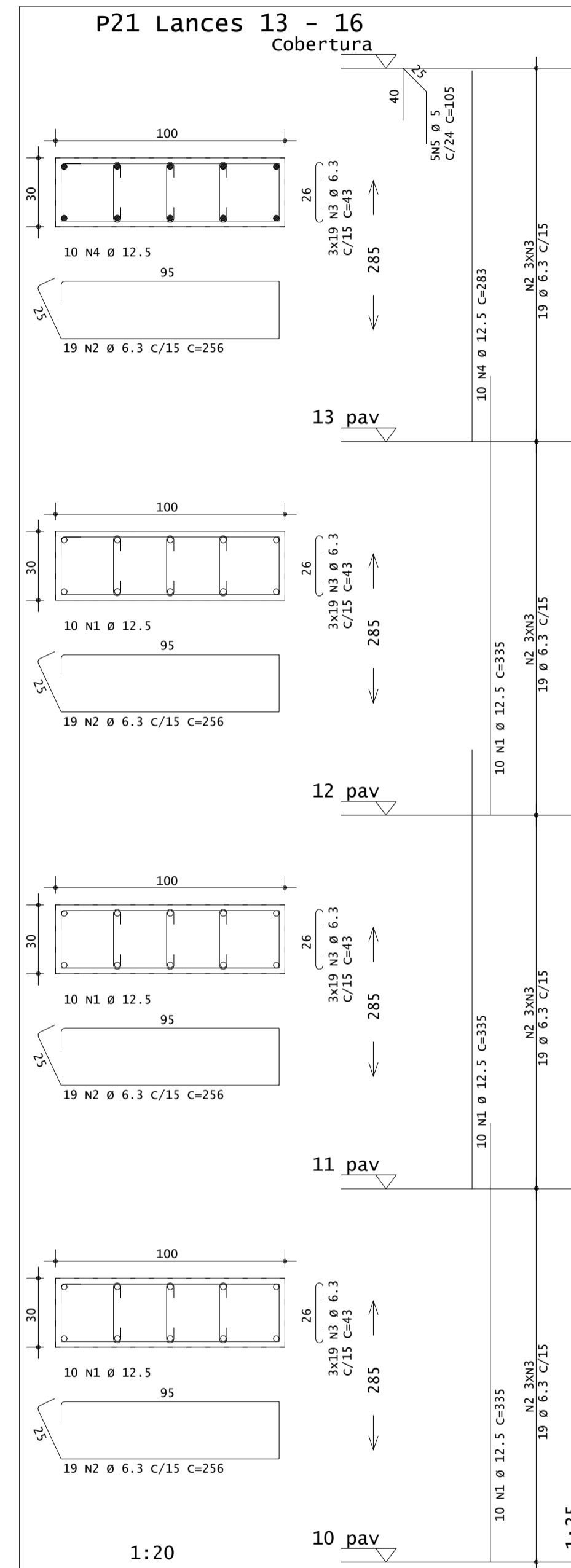


PILARES - ARMADURAS - 18/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

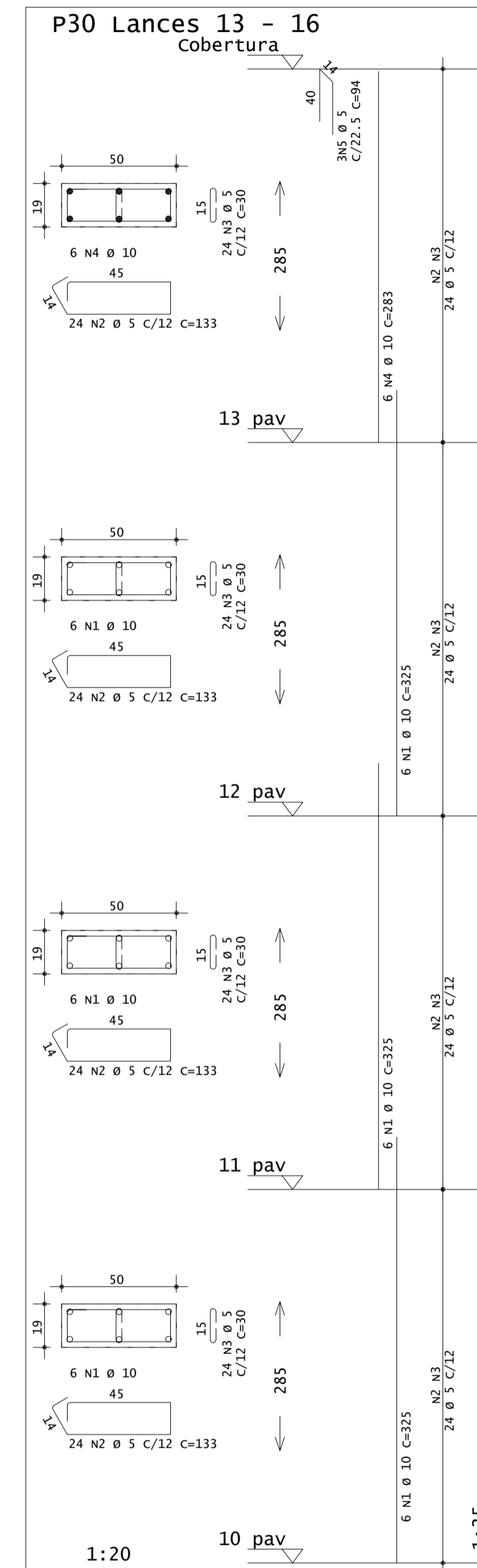
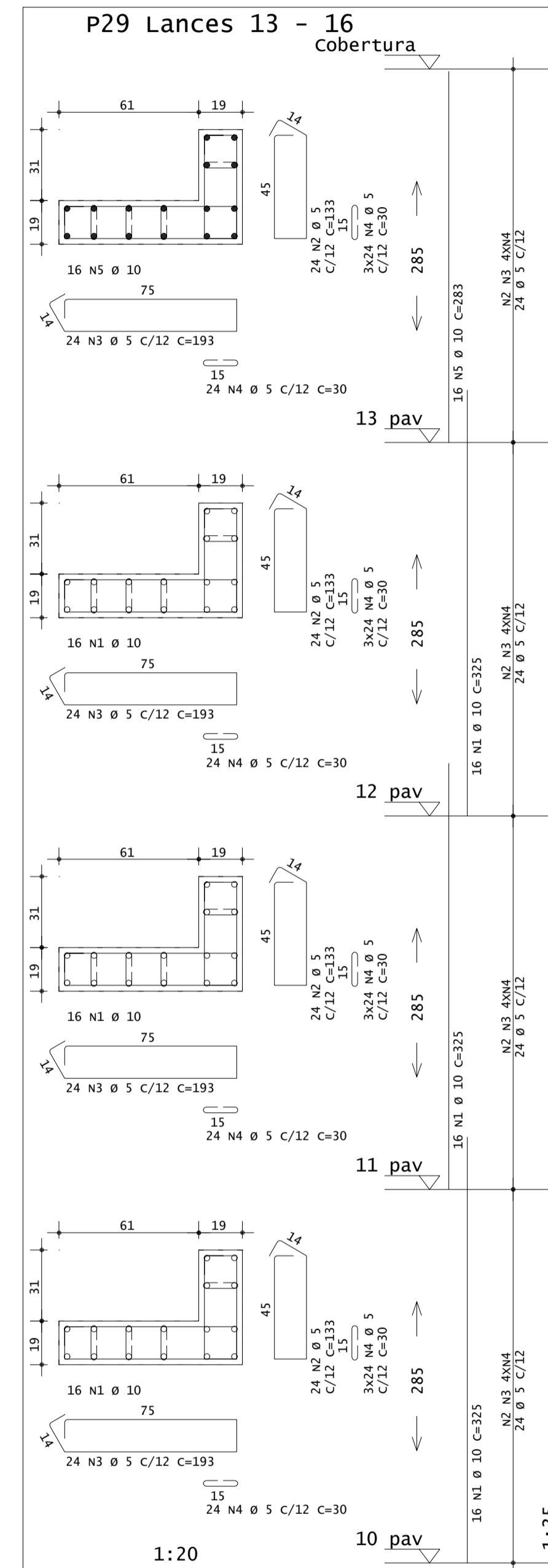
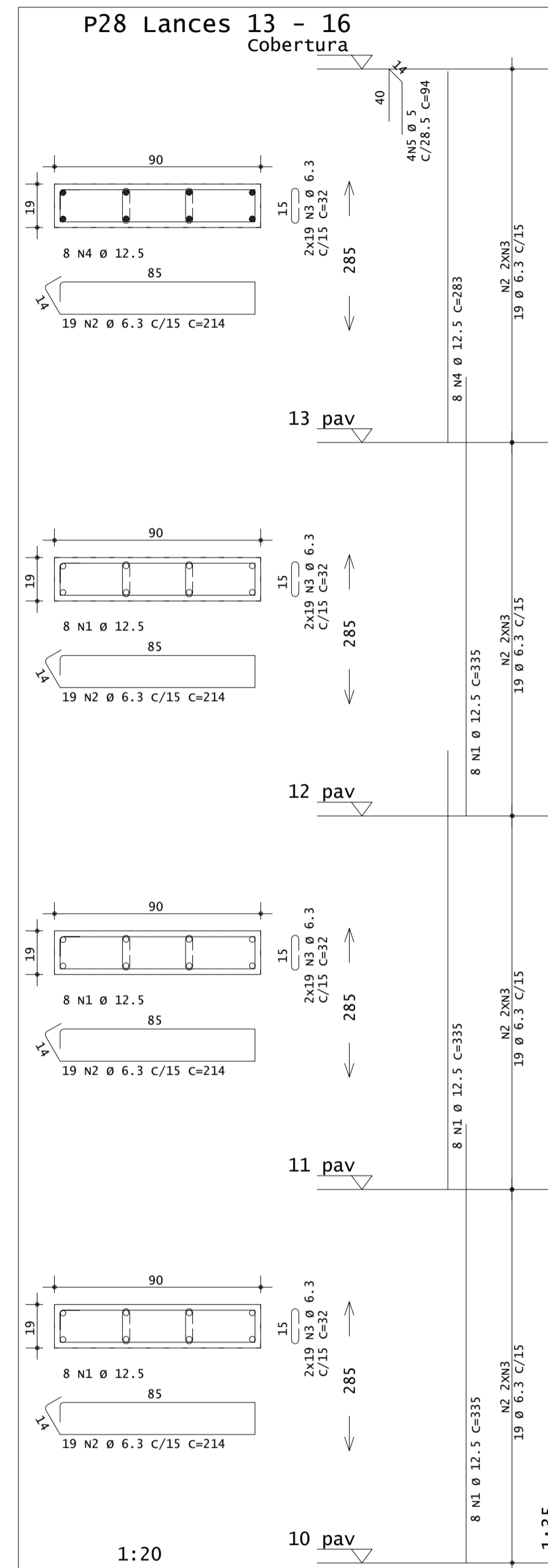
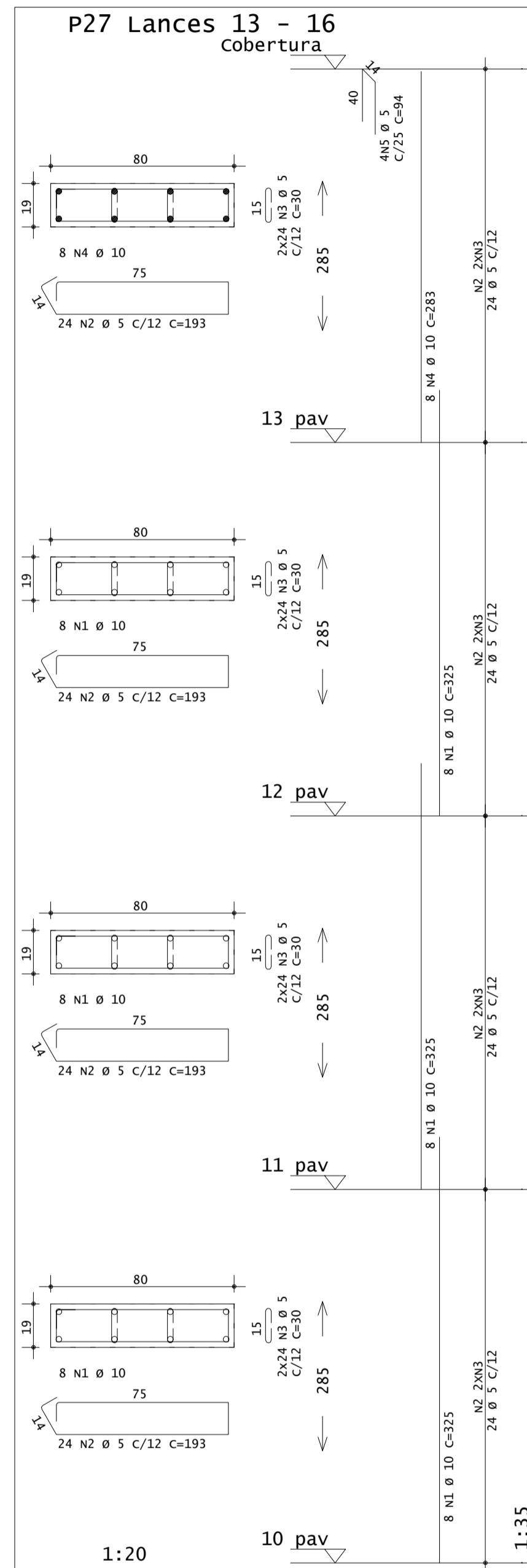
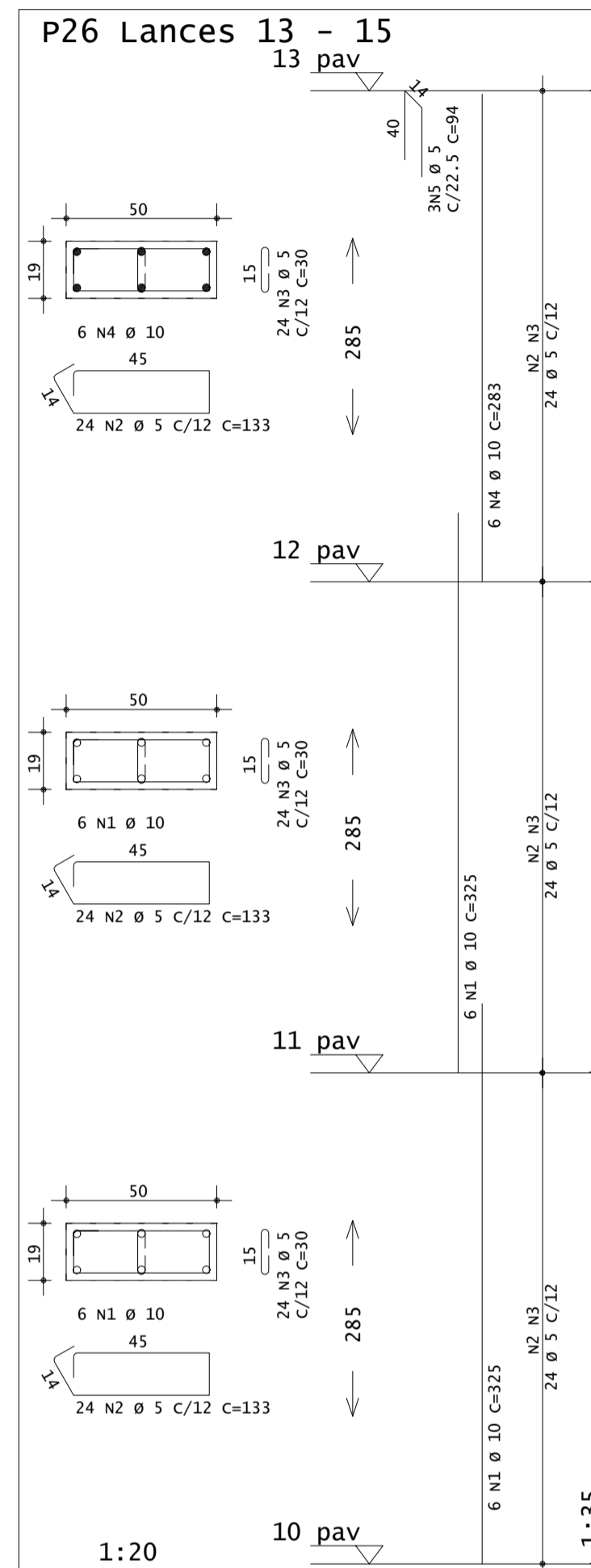


PILARES - ARMADURAS - 20/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50

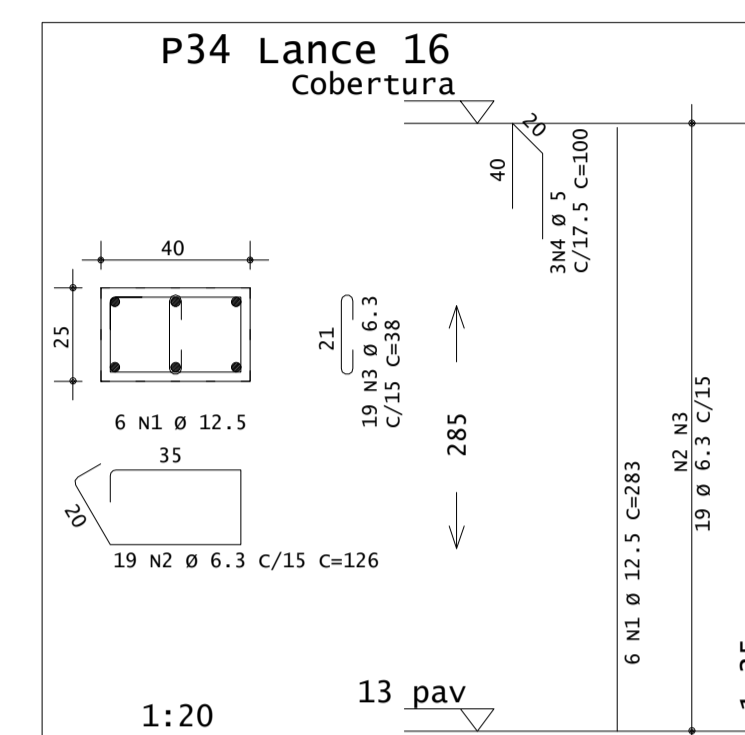
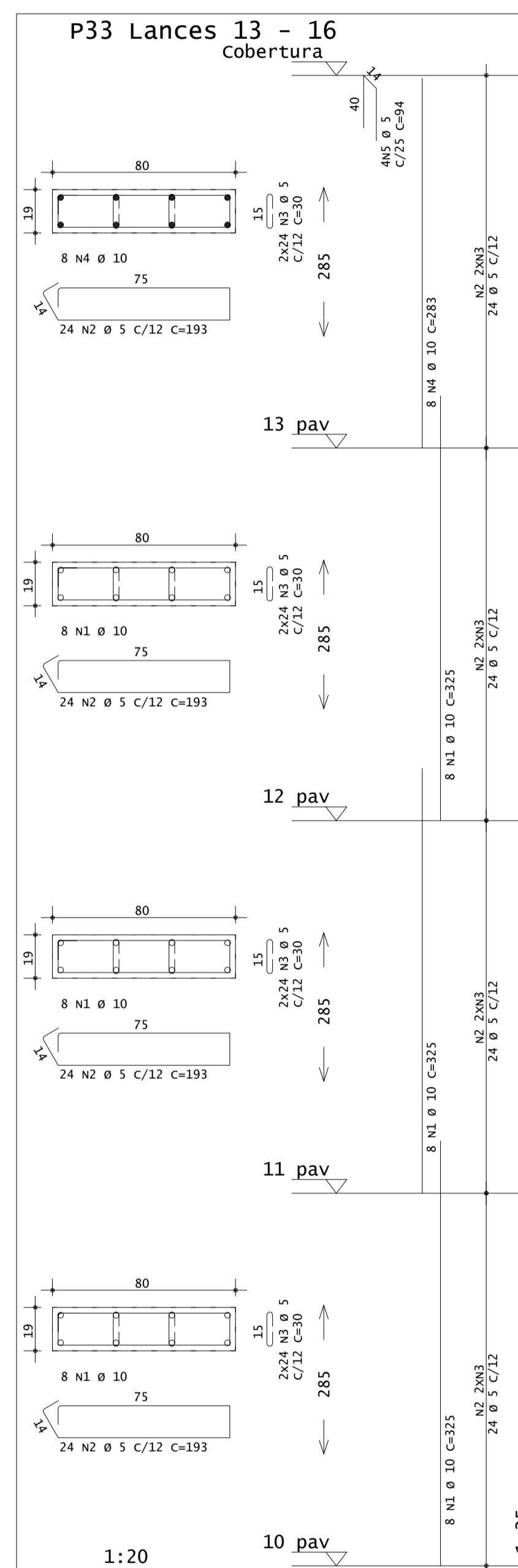
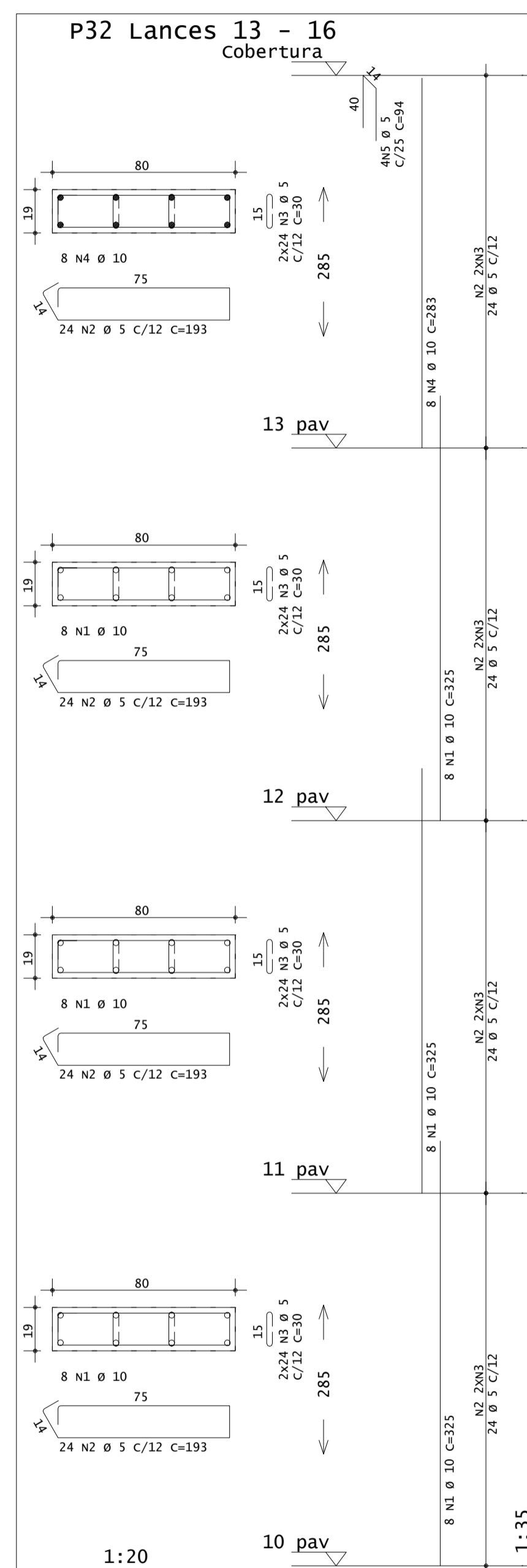
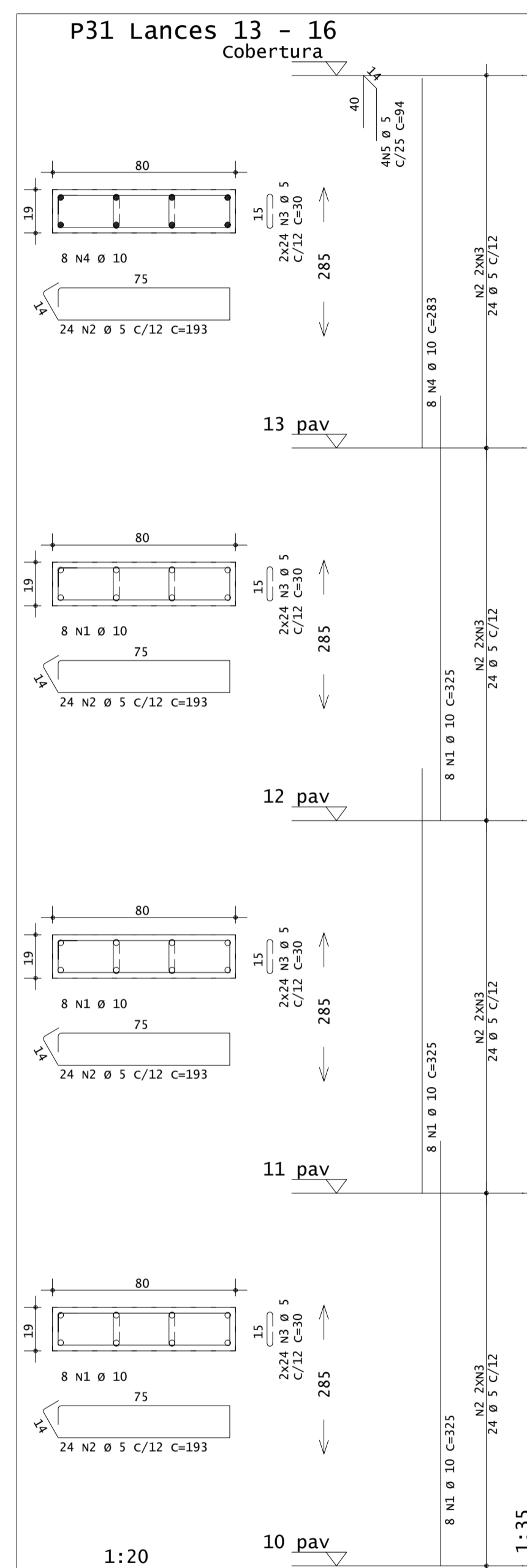


PILARES - ARMADURAS - 21/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50



PILARES - ARMADURAS - 22/22

RESPONSÁVEL:
RODRIGO ZAMBENEDETTI

DATA:
NOVEMBRO 2021

ESCALA:
1:50