



BRENO SILVA CHAGAS

**COMPARATIVO DA QUANTIDADE DE AÇO EM UM
EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AS
VERSÕES DE 1980 E 2019 DA NBR 6120**

**LAVRAS-MG
2022**

BRENO SILVA CHAGAS

**COMPARATIVO DA QUANTIDADE DE AÇO EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO
ARMADO UTILIZANDO AS VERSÕES DE 1980 E 2019 DA NBR 6120**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador

**LAVRAS-MG
2022**

BRENO SILVA CHAGAS

**COMPARATIVO DA QUANTIDADE DE AÇO EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO
ARMADO UTILIZANDO AS VERSÕES DE 1980 E 2019 DA NBR 6120**


Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 03 de maio de 2022.

D. Sc. Igor José Mendes Lemes

D. Sc. Rafael Cesário Barros

M. Sc. Luís Eduardo Silveira Dias



Prof. D.Sc. Igor José Mendes Lemes
Orientador

**LAVRAS-MG
2022**

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial à minha mãe Roselaine, minha avó Maria, meu avô Antônio (*in memoriam*) e minha tia Sebastiana, por todo o apoio e incentivo que recebi durante o curso e pela educação que me proporcionaram.

Ao professor Ígor José Mendes Lemes, pela dedicação e disposição demonstradas durante o período de orientação e nas disciplinas de Estruturas de Concreto I e Estruturas de Concreto II, e também pela amizade criada.

Aos amigos que fiz durante o curso, e também aos que eu já possuía, pelo companheirismo e por tornar todos os meus dias na universidade especiais.

À Universidade Federal de Lavras pela qualidade no ensino e pela estrutura proporcionada à comunidade acadêmica.

Aos professores que lecionaram disciplinas do curso de Engenharia Civil, por todo conteúdo passado aos discentes e pela dedicação com a universidade.

Aos funcionários da Universidade Federal de Lavras, por todos os serviços prestados que contribuem para a formação dos discentes.

RESUMO

O projeto estrutural é uma importante etapa para a execução de uma edificação e deve ser realizado de maneira a garantir segurança, conforto do usuário e que seja uma solução econômica. O concreto armado é o material de construção civil mais empregado no Brasil, por sua versatilidade, facilidade de mão de obra e fácil aquisição. Os projetos de estruturas em concreto armado são normatizados por meio de recomendações técnicas estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), sendo a NBR 6120 uma das mais importantes. Em 2019 esta norma passou por uma atualização onde foram inclusos novos parâmetros para o cálculo dos esforços solicitantes nas estruturas. Neste trabalho foi feita uma comparação da quantidade de aço obtida através do dimensionamento de um projeto de uma edificação em concreto armado, localizada na Universidade Federal de Lavras, utilizando as duas últimas versões da norma. Para isso empregou-se o software CYPECAD®, versão 2022, cuja licença foi cedida pela sua desenvolvedora em formato eletrônico, por um período de 30 dias. O software conta com o Método dos Elementos Finitos (MEF) para analisar a estrutura. Além da NBR 6120:1980 e NBR 6120:2019 consultou-se a NBR 6118:2014 e catálogos técnicos de materiais presentes na edificação para a realização dos projetos. Foi feito o uso de lajes maciças e nervuradas no projeto em questão, visto que há grandes vãos na estrutura analisada. Os resultados obtidos comprovaram o aumento no consumo de aço com a atualização da norma. Este aumento foi de 6,31% e causou um impacto de 5,09% no valor de aço consumido na superestrutura desta edificação. A diferença na quantidade de aço poderia ser ainda maior, pois foi aplicado no projeto um concreto C40, que é mais resistente do que os concretos de classes mais usuais neste tipo de edificação. Apesar de um pequeno aumento em aspectos econômicos, a versão atualizada da norma gera mais conforto e segurança para o usuário das edificações que a utilizaram como base para seu projeto estrutural, por considerar diversas cargas que eram negligenciadas na versão anterior e causam impacto na estrutura.

Palavras-chave: Concreto Armado. Normas técnicas. Projeto Estrutural. Aço. Elementos Finitos.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	7
2	REFERENCIAL TEÓRICO	8
2.1	Concreto Armado	8
2.2	NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.....	9
2.3	Resistência à Compressão do Concreto	9
2.4	Resistência à Tração do Aço	10
2.5	Estados Limites	10
2.5.1	Estado Limite Último	10
2.5.2	Estado Limite de Serviço.....	11
2.6	Sistema Construtivo em Concreto Armado	11
2.6.1	Lajes de Concreto Armado	11
2.6.1.1	Lajes Maciças	12
2.6.1.2	Lajes Nervuradas.....	13
2.6.2	Vigas de Concreto Armado.....	14
2.6.3	Pilares de Concreto Armado.....	15
2.6.4	Cargas nos Elementos Estruturais	15
2.7	Ações Solicitadas nos Cálculos	16
2.7.1	Ações Permanentes	16
2.7.2	Ações Variáveis	17
2.7.3	Ações Excepcionais	17
2.7.4	Combinação de Ações.....	17
2.8	Fissuras e Flechas	18
2.9	NBR 6120 – Versões de 1980 e 2019.....	19
2.10	CYPECAD®.....	20
2.11	Método dos Elementos Finitos.....	21
3	METODOLOGIA	24
3.1	Edificação de Estudo	24
3.2	Projeto Original	24
3.2.1	Projeto Arquitetônico	25
3.2.2	Projeto Estrutural.....	25
3.3	Lançamento da Estrutura	25
3.3.1	Nível Palco	26

3.3.2	Nível Térreo.....	27
3.3.3	Nível Pavimento Superior	27
3.3.4	Nível Cobertura	28
3.3.5	Nível Cobertura das Caixas D'água.....	28
3.3.6	Lajes Nervuradas Utilizadas.....	28
3.4	Lançamento das Cargas nos Elementos Estruturais.....	29
3.4.1	Cargas da Escada.....	30
3.4.2	Cargas de Paredes.....	30
3.4.3	Cargas de Guarda Corpo.....	33
3.4.4	Cargas Provenientes de Telhado	33
3.4.5	Demais Cargas Permanentes nas Lajes	34
3.4.6	Cargas Acidentais nas Lajes	34
3.5	Cálculo e Solução de Erros	35
3.6	Orçamento do Aço no Projeto	35
4	ANÁLISE DE RESULTADOS	36
5	CONCLUSÃO	51
6	REFERÊNCIAS	52

1 INTRODUÇÃO

O projeto estrutural é uma importante etapa para a execução de uma edificação. Esta fase deve ser feita criteriosamente para que a execução seja realizada com excelência. O projetista deve projetar uma estrutura que seja segura e não cause problemas para o usuário no futuro. Além disso, deve-se procurar a solução mais econômica possível.

O concreto armado é uma das soluções estruturais mais utilizadas na construção civil no Brasil. É um sistema composto por concreto simples e aço, que trabalham solidariamente. O concreto é caracterizado por ser um material versátil, de preço usualmente acessível e com vasta mão de obra. Tanto os componentes do concreto quanto o aço são de fácil aquisição em todo o país.

O aço possui um custo significativo na obra, por ser um dos materiais de construção com valor de mercado mais alto. Quando não há um cálculo preciso e há superdimensionamento de aço, o custo da obra tende a ter um acréscimo considerável, enfatizando a importância de um projeto estrutural bem feito.

No Brasil, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), normatiza e define critérios para a realização de projetos estruturais. Uma das normas mais importantes na realização destes projetos é a NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Esta norma passou por uma atualização no ano de 2019, onde foram inclusos novos parâmetros para a determinação das ações variáveis para cálculo. Estes novos parâmetros criam diferenças no cálculo de peso próprio de estruturas, e nas cargas que agem sobre a edificação. Desta forma, implica-se também em uma mudança na quantidade de aço que deverá ser utilizada nas edificações.

Neste trabalho, um projeto de uma edificação em concreto armado, localizada na Universidade Federal de Lavras, será refeito empregando os dados das versões de 1980 e de 2019 da NBR 6120. Ao final, será feita a comparação dos resultados dos projetos feitos com cada uma das normas com o objetivo de observar o impacto que elas causam na quantidade de aço de uma mesma edificação. Toda a concepção estrutural e as dimensões dos elementos construtivos serão respeitadas, afim de ter um resultado fiel ao que foi executado.

Para a realização do projeto será utilizado o CYPECAD®. Este é um *software* espanhol desenvolvido pela Multiplus que é muito usado em projetos estruturais no Brasil e na Europa. O *software* emprega o Método dos Elementos Finitos para base de cálculo e é considerado um dos programas disponíveis no mercado que possui resultados mais precisos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo tem como objetivo realizar uma revisão bibliográfica acerca do tema e abordar assuntos e determinações normativas que fundamentam a metodologia adotada.

2.1 Concreto Armado

Com o avanço da sociedade as construções, cada vez mais, demandaram maiores vãos em suas estruturas. Desta forma, era necessário o surgimento de um material que pudesse suportar esforços de tração e de compressão ao mesmo tempo. Segundo Fusco (2008), o concreto armado surgiu em meados do século XIX, devido à Revolução Industrial, que fez emergir o cimento Portland e o aço laminado. Até os dias de hoje esta tipologia estrutural é uma das mais empregadas em construções por todo o mundo.

O concreto armado é composto de concreto simples que é caracterizado por ter boa resistência à compressão, porém baixa resistência à tração; e armaduras de aço que é um material que possui alta resistência à tração. Sendo assim, as armaduras de aço, dispostas nos elementos estruturais, compensam a baixa resistência à tração do concreto. As armaduras podem ser longitudinais ou transversais. As barras longitudinais têm como finalidade primordial resistir esforços de tração, enquanto os estribos (armadura transversal) possuem objetivo de resistir esforços cortantes (ou cisalhamento) na estrutura. Também pode-se dispor de barras longitudinais na área comprimida do elemento de acordo com a necessidade. A disposição das armaduras deve ser feita em todos os elementos estruturais.

Fusco (2008) também discorreu que deve haver uma solidariedade perfeita entre o concreto e as armaduras, ou seja, não pode existir um deslocamento relativo entre os materiais, que devem obter aderência de forma a resistir às tensões de cisalhamento que serão submetidos, para que assim o sistema funcione como apenas um elemento.

Há características que fazem com que o concreto armado seja mais utilizado que outros materiais de construção em diversas ocasiões. Ainda para Fusco (2008), as principais são:

- Economia na construção: os agregados utilizados na produção do concreto são de fácil obtenção e não possuem um custo elevado. O material é de fácil transporte, necessita de equipamentos simples para seu preparo e não exige alta qualificação da mão de obra;
- Resistência a agressões físicas e químicas do ambiente: as propriedades físico-químicas do concreto se assemelham às das rochas, fazendo com que o

material possua uma grande durabilidade natural. Embora seja essencialmente poroso, pode-se utilizar de técnicas para diminuir tal porosidade ou até mesmo torna-lo impermeável. As estruturas de concreto também possuem boa resistência a choques, vibrações e ainda ao fogo;

- Adaptabilidade de formas de construção: é um material que se adapta a diversas formas de construção, podendo assim ser utilizado em edificações, pontes, barragens, sistemas de drenagem e vários outros tipos de obra.

2.2 NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento

É importante apontar que a NBR 6118:2014 é uma das principais fontes de dados sobre concreto armado no país e também a principal fonte de consulta a ser utilizada durante um projeto estrutural em concreto armado. Durante todo o presente trabalho serão apresentados trechos desta norma, que definem várias propriedades e características do concreto armado e são de extrema importância para a realização do projeto em questão.

A NBR 6118:2014 é uma norma elaborada para definir critérios gerais que regem projetos de estruturas de concreto, sejam eles edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos ou aeroportos (ABNT, 2014). Ela deve ser complementada por outras normas que estabeleçam outros critérios que devem ser utilizados em projetos.

2.3 Resistência à Compressão do Concreto

As classes de concreto utilizadas nas obras são classificadas de acordo com sua resistência característica à compressão (f_{ck}), que é medida em megapascal (MPa). Usualmente são encontrados no mercado concretos que possuem valores de f_{ck} entre 15 e 90 MPa. Para exemplificar, um concreto C25 possui um f_{ck} de 25MPa.

Como aponta a NBR 6118:2014, as superestruturas de concreto armado devem ser projetadas e construídas com concreto de classe igual ou superior a C20, enquanto a classe C15 fica reservada para as fundações e obras provisórias.

A NBR 6118:2014 também determina uma resistência de cálculo (f_{cd}) devido à existência de falhas para o processo executivo, assim estabelecendo valores de coeficiente de ponderação, proporcionando uma minoração na resistência característica.

2.4 Resistência à Tração do Aço

O aço é uma liga metálica composta de ferro e carbono. Segundo a NBR 7480:2007, existem 3 categorias de aços destinados a armaduras para concreto armado, o CA-25, CA-50 e CA-60. Esses são caracterizados por apresentarem resistência característica ao escoamento (f_{yk}) de 250 MPa, 500 MPa e 600 MPa, respectivamente. De acordo com Rossatto (2015), a resistência ao escoamento pode ser explicada através da Lei de Hooke que afirma que o aço quando exposto a tração, a tensão solicitada e a deformação do material aumentam proporcionalmente, sendo essa sua fase elástica. Posteriormente, esta proporcionalidade é perdida, ocorrendo deformações crescentes sem variação de tensão, sendo essa a fase plástica. Esse limite onde ocorrem deformações crescentes com tensão constante é o limite de escoamento.

Assim como no concreto, há também um valor minorado pela NBR 6118:2014, através de coeficientes de ponderação, de resistência ao escoamento de cálculo (f_{yd}) devido à prováveis falhas no processo executivo.

2.5 Estados Limites

De acordo com Pinheiro (2007), a segurança está condicionada à verificação dos estados-limites, estados nos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado à finalidade da construção, ou seja, a estrutura se encontra imprópria para o uso. Conforme a NBR 6118:2014, os estados-limites podem ser classificados em estados limites últimos ou estados limites de serviço, sendo o primeiro referente a situação de ruína e o segundo ao uso em serviço.

2.5.1 Estado Limite Último

O ELU (Estado Limite Último) está relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural. Quando uma estrutura atinge o ELU a mesma esgota sua capacidade resistente, desse modo, a utilização posterior da edificação só é possível após obras de reparo, reforço ou mesmo a substituição de toda estrutura ou a parte que está comprometida (CLÍMACO, 2016).

2.5.2 Estado Limite de Serviço

Os Estados Limites de Serviço – ELS prejudicam a utilização normal da construção, porém não levam a ruína imediata. Eles estão relacionados à durabilidade das estruturas, à aparência e ao conforto do usuário. Podem ocorrer na estrutura deformações e deslocamentos, fissurações e vibrações excessivas que tornam a estrutura inadequada para uso, causando principalmente insegurança, desconforto ao usuário e danos as armaduras por desproteção (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2012).

A NBR 6118:2014 apresenta alguns estados limites de serviço, sendo os mais usuais (excluindo-se os relativos às estruturas de concreto protendido):

- Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F): é o estado em que se inicia a formação das fissuras;
- Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W): é o estado em que as fissuras possuem aberturas iguais aos máximos permitidos;
- Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF): é o estado em que as deformações atingem os limites pré-estabelecidos;
- Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE): é o estado em que as vibrações atingem os limites pré-estabelecidos.

2.6 Sistema Construtivo em Concreto Armado

Os sistemas construtivos em concreto armado possuem diferentes elementos estruturais, sendo as lajes, vigas e pilares os elementos fundamentais.

2.6.1 Lajes de Concreto Armado

Souza e Cunha (1998) e Bastos (2021) definem lajes como elementos estruturais geralmente horizontais, bidimensionais planos, que possuem duas dimensões muito maiores que a terceira. As lajes recebem a maior parte das cargas de uma edificação. Estas cargas frequentemente são perpendiculares ao seu próprio plano – embora possa ocorrer ações externas na forma de momentos fletores, normalmente nas bordas – e são compostas por seu peso próprio, seu revestimento, eventuais elementos sobre a mesma, além das cargas acidentais provenientes da utilização da edificação. As cargas das lajes são frequentemente transmitidas

para as vigas, que geralmente são seus apoios, porém também podem ser transmitidas diretamente para os pilares. As lajes também são elementos importantes no contraventamento da edificação, pois comportam-se como diafragmas rígidos ou chapas, compatibilizando os deslocamentos dos pilares.

As lajes de concreto armado podem possuir armadura em uma ou duas direções. Araújo (2010b) explica que nas lajes onde a relação entre o comprimento de seus vãos é um valor superior a 2, o momento fletor do menor vão não é relevante para cálculo, assim a laje pode ser armada em apenas uma direção. Porém se esta relação possuir um valor inferior a 2, deve-se levar ambos os momentos fletores em consideração, assim havendo a necessidade de armar a laje nas duas direções.

As lajes podem possuir diferentes tipos de vinculações com seus apoios. Brun (2018) afirma que em cálculos sem a utilização de recursos computacionais, admitem-se três tipos de apoio. O engaste perfeito é considerado nos bordos internos, quando há continuidade com outras lajes. Já nos bordos externos, ou em outros casos onde não haja continuidade, admite-se uma condição de apoio simples. Por fim, em lajes em balanço, há uma borda livre, onde a laje não tem conexão com outro elemento estrutural. Quando há utilização de recursos computacionais, é possível admitir o engaste elástico, que é uma condição mais próxima da realidade se comparada ao engaste perfeito e o apoio simples, visto que estas condições são idealizações teóricas de rara ocorrência na realidade.

Há diferentes tipos de lajes, que são empregadas em diferentes ocasiões, dependendo de considerações econômicas e de segurança (ARAÚJO, 2010b). Este trabalho abordará o estudo de lajes maciças e lajes nervuradas.

2.6.1.1 Lajes Maciças

A NBR 6118:2014 define lajes maciças como lajes compostas de concreto e barras de aço com espessuras que variam de acordo com as cargas que irão atuar sobre a mesma (ABNT, 2014). Geralmente se apoiam em todos os seus bordos. Porém, também podem possuir bordas livres.

Para Carvalho e Pinheiro (2009) as lajes maciças são usualmente empregadas em edificações onde o menor vão a ser vencido é inferior a 5 metros e cujas cargas aplicadas na estrutura não são muito altas. Este tipo de laje é um sistema muito rígido em relação aos deslocamentos verticais, sendo uma solução que pode ser considerada antieconômica em certas

condições, uma vez que a espessura da mesma será extensa, gerando um alto gasto com concreto e aço.

As lajes maciças utilizadas em edificações usuais possuem alta contribuição no consumo de concreto em uma obra, podendo representar aproximadamente 50% do consumo total. (PINHEIRO *et al.*, 2003).

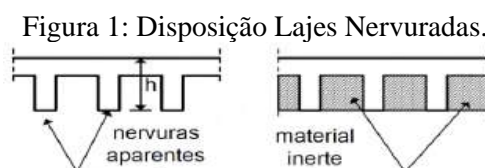
As lajes maciças possuem espessuras mínimas normatizadas pela NBR 6118:2014. Tais limites estão na lista a seguir.

- 7 cm para coberturas que não sejam em balanço;
- 8 cm para lajes de piso que não sejam em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos com peso menor ou igual a 30kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos com peso maior que 30kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo.

2.6.1.2 Lajes Nervuradas

Segundo Araújo (2010b), as lajes nervuradas têm a finalidade de vencer grandes vãos, geralmente superiores a 8 metros. Elas possuem nervuras que se cruzam, e nelas estão inseridas as armaduras longitudinais de tração. São constituídas por uma série de vigas ligadas pela mesa, geralmente possuem seção transversal em forma de “T” e comportam-se, estaticamente, de maneira intermediária entre placa e grelha.

Uma das principais vantagens da utilização deste tipo de laje é a redução do peso próprio, já que se elimina uma parte do concreto devido ao fato da zona tracionada ficar nas nervuras, então entre elas pode haver um espaço vazio. As nervuras podem ficar aparentes ou pode-se também dispor materiais inertes entre elas, abaixo da mesa, porém sem função estrutural. A Figura 1 mostra a disposição da laje nervurada.



Fonte: Araújo (2010b).

Para Carvalho e Pinheiro (2009), há outras vantagens da utilização das lajes nervuradas como o fato de a tecnologia de execução simples e a mesma empregada em lajes maciças, assim não exigindo técnicas específicas; possuir um peso menor, a fundação das obras com este tipo de laje possui um alívio, causando assim economia de consumo de concreto e aço; capacidade de suporte superior à das lajes maciças.

A NBR 6118:2014 estabelece algumas dimensões mínimas que devem ser consideradas para o dimensionamento de lajes nervuradas:

- A espessura da mesa deve ser de $1/15$ da distância entre as faces das nervuras e não menor que 4 cm, e de 5 cm quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Quando maior que 10 mm, usar 4 cm mais o diâmetro da tubulação;
- A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm; nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão (caso de armadura dupla);
- Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for menor que 90 cm e a espessura média das nervuras for maior que 12 cm;
- Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

2.6.2 Vigas de Concreto Armado

A NBR 6118:2014 define vigas como elementos lineares em que a flexão é preponderante (ABNT, 2014). Um carregamento gravitacional aplicado sobre uma viga, causando flexão, faz com que a parte de cima da mesma sofra compressão, enquanto a parte inferior do elemento é tracionada. Elementos lineares, são elementos em que o comprimento

longitudinal é pelo menos três vezes superior à maior dimensão da seção transversal. Desta forma, vigas são consideradas barras normalmente retas e horizontais, que na maioria das vezes recebem ações das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, e eventualmente de pilares.

Bastos (2006) afirma que as vigas têm como função básica vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios, que usualmente são os pilares. As vigas auxiliam também na estrutura de contraventamento, formando pórticos junto com os pilares, proporcionando a estabilidade global aos edifícios.

2.6.3 Pilares de Concreto Armado

A NBR 6118:2014 define pilares como elementos lineares que possuem eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (ABNT, 2014). Para Carvalho e Pinheiro (2009), a função deles é receber as cargas das vigas ou até mesmo das lajes e transmiti-las às fundações. Os pilares usualmente têm uma de suas dimensões bem maior que as outras duas. Podem ter seção transversal quadrada, retangular ou até mesmo circular, e são elementos sujeitos principalmente a ações de compressão além de efeitos de primeira e segunda ordem. Esses últimos proporcionam a chamada não-linearidade geométrica que é uma das causas de instabilidade no equilíbrio do elemento.

Carvalho e Pinheiro (2009) também enfatizam a importância de classificar pilares quanto às suas posições em planta na edificação, para poder determinar como as excentricidades causadas pelos carregamentos verticais em relação ao centro serão consideradas e os tipos de solicitações que os mesmos estarão sendo submetidos. Assim, para os cálculos deve-se classificar os pilares em:

- Pilares centrais: localizados no interior do edifício, são submetidos a compressão simples por cargas verticais, sem sofrer flexão;
- Pilares de extremidade: localizados nas bordas do edifício, são solicitados por cargas verticais e momento fletor;
- Pilares de canto: localizados nos cantos do edifício, são solicitados por cargas verticais e momento fletor, assim como os pilares de extremidade.

2.6.4 Cargas nos Elementos Estruturais

Os elementos estruturais recebem cargas de outros elementos construtivos presentes na edificação, seus materiais e cargas acidentais. As cargas podem ser concentradas, lineares ou

superficiais e geralmente são descarregadas nas lajes e vigas, que posteriormente transmitem para os pilares que por fim descarregam na fundação. É preciso ter o conhecimento de algum parâmetro do material do elemento estudado para que seja possível calcular a carga que o mesmo está gerando nos elementos estruturais. Entre estes parâmetros estão peso, peso específico, massa e volume.

2.7 Ações Solicitadas nos Cálculos

Para Fusco (1976), os sistemas estruturais estão sujeitos a variáveis externas e internas, sendo as externas determinantes para o estado de utilização, quantificando as ações atuantes como peso próprio, cargas permanentes e variáveis, os recalques de apoio, e ações do vento, enquanto as internas determinam o estado de desempenho, medindo efeitos como tensões, esforços solicitantes, deformações, deslocamentos e aberturas de fissuras. Nas construções de edifícios comuns, geralmente as ações principais a serem consideradas são conhecidas como ações permanentes e as ações variáveis (carregamentos permanentes ou acidentais).

Para determinar as ações atuantes na edificação deve-se usar de maneira conjunta algumas normas da ABNT como NBR 6118:2014, NBR 8681:2003 e NBR 6120:2019, além de outras que venham ser pertinentes de acordo com cada caso. Caso as normas brasileiras não tratem de cargas em situações específicas, pode-se recorrer a normas estrangeiras, a bibliografias especializadas e aos fabricantes de equipamentos.

A NBR 6120:2019 foi recentemente atualizada, no ano de 2019. Desta forma ainda existem obras realizadas a pouco tempo que empregaram a versão de 1980. Nesta atualização foram realizadas diversas modificações e houveram mudanças em valores frequentemente usados. A NBR6120:2019 é a principal fonte de consulta de parâmetros utilizados nos cálculos de cargas permanentes e cargas acidentais. Nela estão contidos valores de massa específica dos materiais, cargas de materiais, cargas de uso e ocupação de edificações e outros parâmetros indispensáveis para um projeto estrutural.

2.7.1 Ações Permanentes

Segundo Araújo (2010a), as ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da edificação. A NBR 8681:2003 classificam as ações permanentes em diretas e indiretas. As diretas podem ser os pesos próprios dos elementos, pesos dos equipamentos fixos, empuxos de terra, entre outras. Já entre as indiretas pode-se citar

a protensão, recalques de apoio e a retração dos materiais, fluência do concreto e imperfeições geométricas.

2.7.2 Ações Variáveis

Araújo (2010a) afirma que as ações variáveis são caracterizadas por valores que têm significativas variações durante a vida da construção. Como ações permanentes pode-se considerar as cargas acidentais previstas para o uso da edificação, ação do vento, cargas móveis, força longitudinal de frenagem ou aceleração, variações de temperatura, pressões hidrostáticas, entre outras cargas. A NBR 8681:2003 classifica as ações variáveis em normais e especiais. As normais são ações que devem ser obrigatoriamente consideradas no projeto de estruturas, pois possuem grande probabilidade de ocorrência, podendo levar a estrutura a até mesmo atingir os ELU e ELS. Já as especiais são ações variáveis que devem ser especificamente definidas para casos especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou intensidades especiais.

2.7.3 Ações Excepcionais

Ainda pode-se considerar no dimensionamento de estruturas as ações excepcionais, que segundo a NBR 8681:2003 são as ações muito curtas e a probabilidade de ocorrência é muito pequena durante a vida da construção. Elas são decorrentes de causas tais como choque de veículos, enchentes, explosões, incêndios ou ações sísmicas.

2.7.4 Combinação de Ações

Segundo a NBR 8681:2003, as solicitações em uma estrutura são determinadas pela possibilidade de exercerem de maneira conjunta todas as combinações possíveis. Carvalho e Figueiredo Filho (2016) afirmam que as combinações devem ser feitas para determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura durante um período pré-estabelecido e a verificação da segurança em relação aos ELU e ELS deve ser realizada em função das combinações últimas e de serviço, respectivamente.

Para verificar a segurança no estado limite último, onde ocorre a ruína da estrutura, deve-se utilizar de combinações últimas. Existem três tipos dessas combinações, dispostos na NBR 8681:2003, sendo elas as combinações últimas normais, as combinações últimas especiais ou de construção e as combinações últimas excepcionais.

Para verificar a ocorrência do estado limite de serviço nas estruturas, são utilizadas combinações de serviço. Segundo a NBR 8681:2003 são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações. Existem três tipos dessas combinações, dispostos na NBR 8681:2003, sendo elas as combinações quase permanentes de serviço, as combinações frequentes de serviço e as combinações raras de serviço.

2.8 Fissuras e Flechas

As fissuras e as flechas são as consequências mais notáveis dos estados limites de serviço em edificações. Além de causar desconforto aos usuários, também podem comprometer a estrutura quando as flechas são excessivas e as fissuras muito grandes.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2012), as fissuras devem ficar dentro de limites que não comprometam a estrutura e devem ser evitadas ou limitadas através de cuidados tecnológicos. A NBR6118:2014 possui limites para fissuras em cada elemento da estrutura e em diferentes situações, para que o projetista possa comparar com os valores obtidos e se necessários corrigir a situação. Para comparar os valores obtidos com os limites normativos deve-se aplicar combinações de ações. No caso de verificação do estado limite de formação de fissuras utiliza-se combinações raras de serviço e na verificação do estado limite de abertura de fissuras são utilizadas combinações frequentes de serviço.

Carvalho e Figueiredo Filho (2012) também afirmam que as deformações devem estar dentro de limites que não comprometam a estrutura e também devem ser evitadas. Os mesmos autores ainda enfatizam que no estado limite de deformações excessivas, o projetista estrutural deve limitar as flechas a valores aceitáveis, que não prejudiquem a estética e nem causem insegurança aos usuários.

Assim como para fissuras, a NBR6118:2014 também limita valores para flechas nos elementos estruturais. Para a verificação das deformações de uma estrutura, deve-se considerar: combinação quase-permanente de ações.

As flechas ainda são definidas em imediatas ou diferidas, além da flecha total. A flecha imediata é o deslocamento máximo que uma viga ou laje sofre quando se retira o seu escoramento e a peça recebe os carregamentos permanentes. Esse deslocamento imediato é causado principalmente pelo tipo do carregamento aplicado na estrutura, o traço do concreto, tipo do aço, agregados, tamanho dos vãos e tipos dos apoios (MEDEIROS; SOUZA, 2017). Já a flecha diferida é definida pela NBR6118:2014 como a flecha decorrente das cargas de longa

duração em função da fluência. Somando a flecha imediata com a flecha diferida é possível encontrar a flecha total do elemento em estudo.

O limite de deformação para conforto visual, ainda de acordo com a NBR 6118:2014 é $l/250$ (o vão dividido por 250). O CYPECAD®, *software* empregado neste trabalho, ainda possui um limite definido como limite flecha ativa, que define que esta flecha ativa deve ser menor que $l/500$. (CYPE INGENIEROS, 2021).

2.9 NBR 6120 – Versões de 1980 e 2019

O principal enfoque deste presente trabalho é a comparação entre as versões de 1980 e 2019 desta norma para poder avaliar os impactos que a mudança causa na quantidade de aço de um projeto estrutural de uma edificação. Como já mencionado anteriormente, a NBR6120 é a principal fonte de consulta de parâmetros utilizado nos cálculos de cargas permanentes e cargas acidentais. Nela estão contidos valores de massa específica dos materiais, cargas de materiais, cargas de uso e ocupação de edificações e outros parâmetros indispensáveis para um projeto estrutural. As mudanças existentes na atualização de 2019 são muitas, até mesmo o título da norma foi mudado. O título em 1980 era “*Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*” e com a atualização passou a ser “*Ações para o cálculo de estruturas de edificações*”. A atualização deixou a norma mais completa, pois antes era uma norma de 5 páginas e agora tornou-se uma norma que contém 66 páginas.

A versão de 1980 é introduzida de maneira bem simples e rasa, apresentando em apenas uma página os objetivos e já tratando diretamente das condições específicas. Já na versão atualizada de 2019 há o acréscimo de tópicos importantes, como referências normativas, termos e definições e simbologia. A versão antiga aborda tudo em apenas um capítulo (condições específicas), enquanto a nova é dividida em seis.

A Tabela 1 de ambas as normas é muito importante no cálculo das ações permanentes, principalmente do peso próprio dos elementos construtivos. Nela estão valores de peso específico dos materiais de construção. Na atualização de 2019 foram adicionados diferentes materiais nesta tabela e alguns valores foram alterados. Pode-se citar como exemplo o bloco de concreto celular autoclavado (CCA), que está presente na atualização, porém não constava na versão anterior. Uma mudança significativa nesta tabela é a ausência peso específico do tijolo cerâmico furado na atualização, pois o material é muito utilizado no Brasil. Ao invés disso, foi adicionado o peso próprio já calculado de uma parede feita utilizando o mesmo na próxima tabela.

Ainda no tópico de ações permanentes, a atualização acrescenta diversas tabelas que não existiam na versão anterior: tabelas com o peso próprio, já calculado, de alvenarias, divisórias e caixilhos, revestimentos de pisos e impermeabilizações, telhas, telhados e tubos de aço cheios de água. Essas tabelas trazem informações primordiais para um projeto estrutural que anteriormente não constavam na norma. Estas informações, anteriormente à atualização, eram buscadas em outras fontes, e por conta disso não eram padronizadas.

A mudança na Tabela 2 da norma de 1980 (tabela 10 na versão atual) foi a mais significativa. Esta tabela contém valores das ações variáveis como cargas acidentais em lajes com diferentes tipos de uso. Além de acrescentar diversos tipos de uso não contidos na versão anterior da norma, a atualização mudou vários valores das cargas. Além disso, na versão de 1980, os valores eram tratados como valores mínimos das cargas verticais, porém agora são tratados como valores característicos nominais das cargas variáveis. Uma mudança significativa que pode ser citada é em poços de elevadores. Na versão antiga não constavam na tabela e muitas vezes eram calculados com $0,5 \text{ kN/m}^2$ (kilo-newton por metro quadrado) de carga acidental (considerado local de acesso inacessível), porém a atualização define que a carga acidental deve ser de 50 kN/m^2 , cem vezes mais que o valor citado anteriormente.

No tópico de ações variáveis foram adicionadas na atualização diversas tabelas, podendo citar como mais relevantes para o presente trabalho as seguintes: tabela de cargas variáveis adicionais para consideração de paredes divisórias sem posição definida em projeto, forças horizontais em guarda-corpos e outras barreiras destinadas à proteção de pessoas. Outras mudanças significativas neste tópico foram inclusão de exemplos e o maior aprofundamento do tópico de redução de cargas e a adição de um anexo destinado a abordar pontes rolantes, além da mudança nas cargas horizontais causadas por parapeito, que na versão anterior era $0,8 \text{ kN/m}$ para qualquer caso e na atualização é um valor para cada situação.

2.10 CYPECAD®

Na execução do projeto estrutural neste presente trabalho, o *software* utilizado foi o CYPECAD®, na versão 2022, desenvolvido pela Multiplus – *Softwares* Técnicos. De acordo com a Multiplus, o CYPECAD® é um programa computacional espanhol para projeto de cálculo estrutural em concreto armado, pré-moldado, protendido e misto de concreto e aço que engloba as etapas de lançamento do projeto, análise e cálculo da estrutura, dimensionamento e detalhamento final dos elementos. A Multiplus ainda afirma que os recursos de detalhamento e dimensionamento estão de acordo com as normas brasileiras de concreto

armado (NBR 6118:2014), fundações (NBR 6122:2019), carregamentos (NBR 6120:2019), barras (NBR 7480:2007), ventos (NBR 6123:1998), ações e combinações (NBR 8681:2003).

A análise das solicitações realizadas por esse software é feita por meio de um cálculo espacial feito em três dimensões, pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), através de métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura. Em cada nó da estrutura é considerado 6 graus de liberdade, onde se cria a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso, impedindo os deslocamentos relativos entre os nós do mesmo (diafragma rígido). Desse modo, cada piso apenas poderá girar e deslocar-se no seu plano, ou seja, ele terá três graus de liberdade (VERGUTZ; CUSTÓDIO, 2010).

Para a discretização das lajes maciças e lajes nervuradas bidirecionais moldadas no local são usadas malhas de elementos tipo barra. No processo de cálculo leva-se em conta a deformação por corte, mantém-se a hipótese de diafragma rígido e considera-se a rigidez à torção dos elementos (CYPE INGENIEROS, 2021).

Para a realização do presente trabalho foi cedida pela Multiplus uma licença profissional do CYPECAD®, versão 2022, por um período de 30 dias em formato de licença eletrônica. O número de licença da versão utilizada foi 164497.

2.11 Método dos Elementos Finitos

Como citado no tópico anterior o CYPECAD® utiliza o Método dos Elementos Finitos como base de cálculo.

Araújo (2010b) alega que para o processo de análise de placas pode se utilizar o MEF como base de cálculo. O mesmo autor também diz que, em relação a análise estrutural, pode-se empregar o MEF na formulação em deslocamentos e formulação em forças. O método consiste na subdivisão do problema em um conjunto de pequenos elementos, chamados de elementos finitos, formando um domínio discretizado em forma de malha de elementos finitos.

Cada elemento é definido por sua geometria e pelo número de nós. Assim, têm-se os elementos triangulares de três e de seis nós, os elementos retangulares de quatro e de oito nós e os elementos isoparamétricos. Esses últimos são elementos distorcidos, que permitem uma boa modelagem de domínios irregulares (ARAÚJO, 2010b).

Ainda para Araújo (2010b), um aumento progressivo do número de nós melhora as características de precisão do elemento. Desse modo, reduzindo-se os elementos a dimensões elementares, a solução do problema converge para o valor exato.

Segundo Gomes e Donin (2002), não existe um valor exato do tamanho da malha pelo MEF para que possa proporcionar uma solução aceitável. Desta forma, é necessário realizar testes de convergência começando com uma discretização de malha menos refinada e posteriormente, durante o processo, aumentar o número de elementos, ou seja, refinar a malha, guardar os resultados anteriores e comparar os novos resultados. Portanto, quando a solução de uma malha obtiver resultados semelhantes à malha anterior, então aquela malha será suficiente para descrever as equações da geometria do problema em questão. Entretanto, para se obter uma malha mais refinada é necessário maior tempo para processamento e maior quantidade de memória para a realização dos cálculos e armazenamento dos dados. Desta forma, o ideal é saber ponderar o número mínimo de elementos que proporcione soluções aceitáveis (DONIN, 2007).

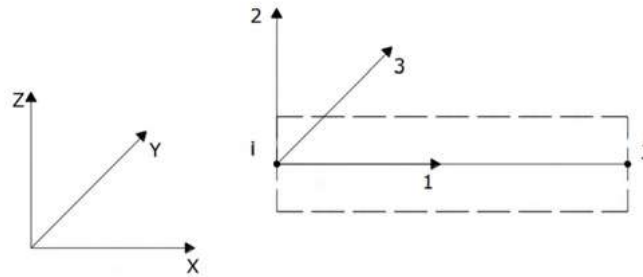
O CYPECAD® utiliza o MEF para analisar a estrutura e discretiza os pilares, vigas e lajes em elementos de barra e os pilares-parede, muros e cortinas armadas em elementos laminares. A discretização dos panos de laje maciça é feita em malhas de elementos tipo barra (frame) de tamanho máximo de 25 cm e efetua-se uma condensação estática de todos os graus de liberdade. Tem-se em conta a deformação por corte e mantém-se a hipótese de diafragma rígido. A rigidez à torção dos elementos também é considerada (CYPE INGENIEROS, 2021).

Já em relação as lajes nervuradas o manual do CYPECAD® afirma que o *software* discretiza essas lajes em malhas de elementos de barras com espaçamento igual a 1/3 do espaçamento entre eixos das nervuras. Nas regiões maciças o *software* mantém o mesmo critério de espaçamento.

De acordo com Schwetz (2011), o elemento do tipo Barra (Frame) é um elemento de barra tridimensional com seis graus de liberdade por nó: três graus de liberdade à translação (u_1, u_2, u_3) e três graus de liberdade à rotação ($\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$). É utilizado para modelar vigas, pilares, treliças e grelhas em estruturas no plano e no espaço.

O elemento é modelado como uma linha reta conectada por dois pontos (i,j). Cada elemento possui seu próprio sistema de coordenadas local (1, 2, 3) para a definição das propriedades dos materiais e da seção, carregamento e interpretação dos resultados da análise. Os eixos locais possuem uma relação com os eixos globais da estrutura (X, Y e Z), conforme pode ser observado na Figura 2 (SCHWETZ, 2011).

Figura 2 - Orientação do elemento frame.



Fonte: Schwetz (2011).

O elemento permite a utilização de cargas de gravidade em qualquer direção, cargas concentradas, cargas distribuídas e cargas relativas a mudanças de temperatura (SCHWETZ, 2011).

A formulação do elemento Frame inclui a determinação dos esforços de flexão biaxial nos planos 1-2 (M_2) e 1-3 (M_3), torção (T), deformação axial (P) e cisalhamento nos planos 1-2 (V_2) e 1-3 (V_3), a partir da integração das tensões ao longo da seção. Estes esforços são determinados nas extremidades de cada elemento e em seções ao longo do comprimento escolhidas pelo usuário (SCHWETZ, 2011).

Este elemento pode ser analisado de forma linear ou não linear. A análise não linear é feita através da definição de rótulas plásticas (SCHWETZ, 2011).

3 METODOLOGIA

Para a realização do projeto estrutural do presente trabalho utilizou-se a versão profissional 2022 do software CYPECAD®, com a licença eletrônica de número 164497 cedida pela Multiplus por um período de 30 dias. Também foi utilizada a versão estudante do Autodesk AutoCAD®, além de cálculos manuais.

3.1 Edificação de Estudo

Utilizou-se, como objeto de estudo, uma edificação existente no campus da Universidade Federal de Lavras (UFLA) onde atualmente funcionam as secretarias integradas dos cursos de graduação (Figura 3). O prédio é conhecido como prédio de apoio à gestão e fica na Avenida Sul da UFLA, próximo ao prédio das engenharias. A obra possui dois pavimentos, já está concluída e conta com diversas salas individuais, copa, banheiros e um amplo anfiteatro.

Figura 3: Objeto de estudo – Prédio de apoio à gestão da UFLA.



Fonte: Do autor (2022).

3.2 Projeto Original

Através da prefeitura do campus da UFLA, foram obtidos os projetos originais da edificação estudada. Os arquivos disponibilizados continham o projeto arquitetônico e o estrutural, ambos completos.

3.2.1 Projeto Arquitetônico

O projeto arquitetônico disponibilizado pela prefeitura do campus da UFLA contém a planta baixa dos dois pavimentos e da casa de máquinas, diagrama de cobertura, descrição de materiais utilizados, planta de implantação e locação, cortes transversais e longitudinais da edificação e do terreno e as elevações do edifício.

O projeto arquitetônico foi importante para a conferência do pé direito dos pavimentos, uso dos cômodos da edificação, conferência dos materiais empregados, entre outros fatores.

3.2.2 Projeto Estrutural

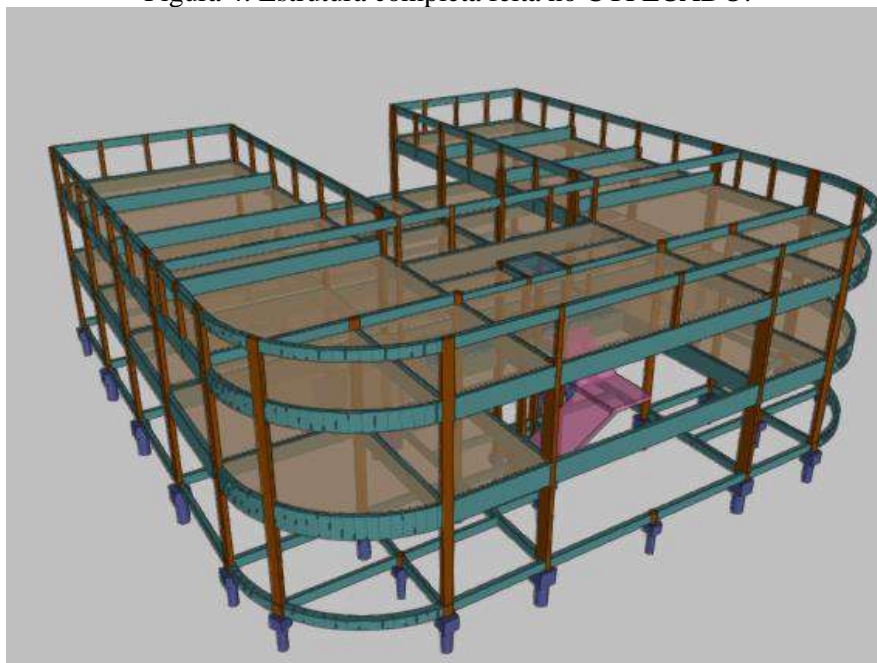
O projeto estrutural original também foi importante para a realização do presente trabalho pois optou-se por manter a concepção estrutural e os materiais empregados na obra para obter um resultado mais próximo do real na comparação entre as normas. As dimensões de pilares, vigas, lajes, escadas entre outros elementos construtivos foram todas retiradas do projeto original.

O projetista optou pela utilização de concreto C40 em todos os elementos da superestrutura. Tal escolha teoricamente diminui o consumo de aço na edificação. Esta decisão foi mantida no trabalho, para cumprir o objetivo de manter o projeto o mais próximo possível do que foi executado na obra.

3.3 Lançamento da Estrutura

Todo o lançamento da estrutura foi feito através do CYPECAD®. Este *software* possui integração com o AutoCAD®, podendo importar arquivos em extensão .dxf. Desta forma, é possível importar as plantas do projeto arquitetônico como máscaras para poder realizar o lançamento dos elementos estruturais nas posições corretas. Primeiramente são lançados os pilares, em seguida as vigas e posteriormente as lajes, sendo a estrutura completa ilustrada na Figura 4. Após isso foi feito a inserção da escada.

Figura 4: Estrutura completa feita no CYPECAD®.



Fonte: Do autor (2022).

Para lançar a estrutura no *software*, primeiramente deve-se definir os níveis dos pavimentos, que foram adotados de acordo com os pés direitos do projeto original. Os níveis do projeto são:

- Fundação: -2,00 m;
- Palco: -1,01 m;
- Térreo: -0,33 m;
- Pavimento Superior: 3,80 m;
- Cobertura do Prédio: 7,53 m;
- Cobertura das Caixas D'água: 9,58 m.

Como não existia acesso aos dados do solo, optou-se por não fazer o dimensionamento das fundações, desta forma realizando os cálculos apenas da superestrutura. No nível Fundação foram lançados blocos e estacas iguais aos do projeto original apenas para completar o lançamento da estrutura, porém, como já dito antes, os elementos não foram dimensionados.

3.3.1 Nível Palco

O nível Palco trata-se do nível onde está localizado o palco do anfiteatro, que está abaixo do restante do pavimento térreo. Este nível contém apenas uma laje (L1), sendo uma laje maciça com 10 centímetros de espessura. É a laje do poço do elevador, que está deslocada 9 centímetros abaixo do nível palco. Contém também vigas baldrame e blocos de fundação. As vigas V1, V2,

V7 e V8, que são as vigas do poço do elevador, são vigas invertidas e estão deslocadas (no seu nível inferior) 19 centímetros abaixo do nível palco, que é o nível inferior da laje L1. Vigas invertidas são vigas que são niveladas a partir do nível inferior da laje e sua altura é considerada para cima, ao contrário das vigas comuns que são niveladas no nível superior das lajes.

A planta de forma do nível Palco está no Apêndice C.

Na Figura 5 é possível notar a diferença entre o nível térreo e o palco do anfiteatro, observando o rebaixo das vigas centrais em relação às demais.

Figura 5: Estrutura da Edificação



Fonte: Do autor (2022).

3.3.2 Nível Térreo

O nível Térreo é o primeiro nível ao entrar na edificação. Neste nível não há lajes e nenhuma viga possui deslocamento, com exceção da VB21, que é deslocada 30 centímetros acima do nível térreo e recebe o carregamento da escada.

A planta de forma do nível Térreo está no Apêndice C.

3.3.3 Nível Pavimento Superior

Acima do térreo fica o nível Pavimento Superior. Este nível possui 16 lajes nervuradas e uma laje maciça de 22 centímetros de espessura (L1). É também o nível onde termina a escada iniciada no térreo. As lajes nervuradas N7, N9, N12 e N15 são deslocadas 20 centímetros abaixo

do nível Pavimento Superior, assim como as vigas V8, V11 e V14. Estes elementos que estão deslocados estão localizados em um terraço descoberto. Não há vigas invertidas neste pavimento.

A planta de forma do nível Pavimento Superior está no Apêndice C.

3.3.4 Nível Cobertura

O nível Cobertura, que está acima do Pavimento Superior possui também possui 16 lajes nervuradas e uma laje maciça de 15 centímetros de espessura (L1). É o nível da laje superior do elevador (L1) e onde ficam armazenadas as caixas d'água. A laje L1 é deslocada 21 centímetros acima do nível cobertura, assim como as vigas V3, V6, V20 e V21, que são as vigas que recebem cargas da L1. Já as vigas V2, V4, V9, V10, V11, V12, V13 e V14 são vigas invertidas.

A planta de forma do nível Cobertura está no Apêndice C.

3.3.5 Nível Cobertura das Caixas D'água

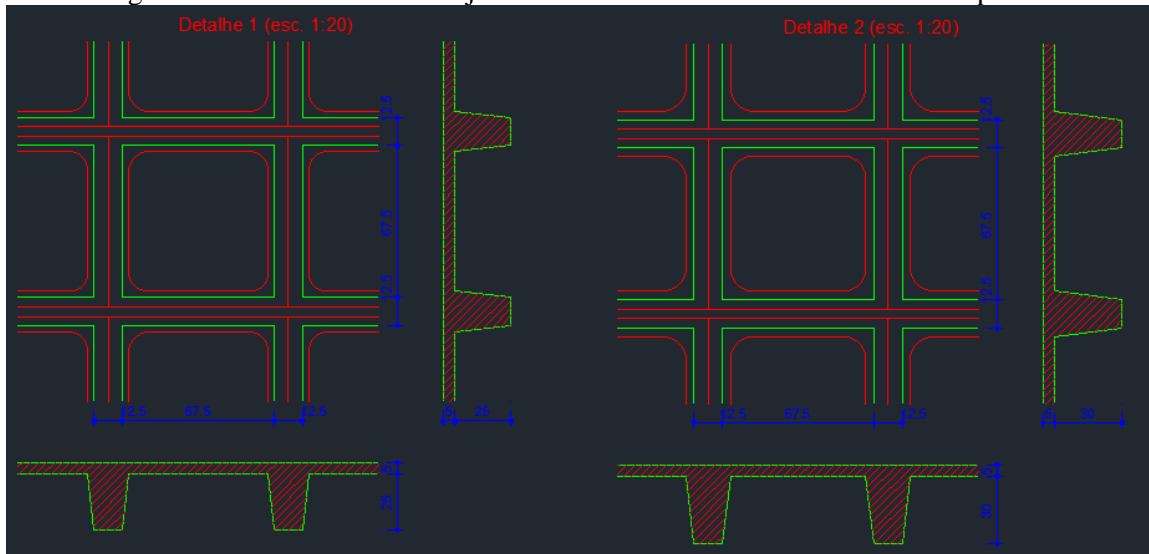
O nível Cobertura das Caixas D'água é o mais alto do projeto. Nele todas as vigas estão exatamente niveladas e não há lajes.

A planta de forma do nível Cobertura das Caixas D'água está no Apêndice C.

3.3.6 Lajes Nervuradas Utilizadas

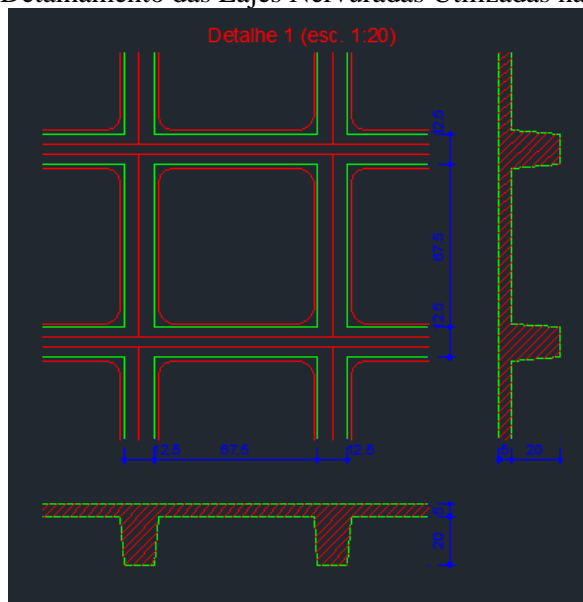
No projeto foram três tipos de lajes nervuradas. As lajes N7, N9, N12 e N15 (detalhe 2 da figura 6) do pavimento superior possuem 35 centímetros de altura, 5 centímetros de camada de compressão, 80 centímetros entre eixos, 12,5 centímetros de largura das nervuras e peso próprio de 3,973 kN/m². O restante das lajes nervuradas do pavimento superior (detalhe 1 da Figura 6) possuem 30 centímetros de altura, 5 centímetros de camada de compressão, 80 centímetros entre eixos, 12,5 centímetros de largura das nervuras e peso próprio de 3,409 kN/m². Já as lajes nervuradas da cobertura (detalhe 1 da Figura 7) têm 25 centímetros de altura total, 5 centímetros de camada de compressão, 80 centímetros entre eixos, 12,5 centímetros de largura das nervuras e peso próprio de 2,85 kN/m². Nas figuras a seguir está o detalhamento dos três tipos de laje nervuradas do projeto.

Figura 6: Detalhamento das Lajes Nervuradas Utilizadas no Pavimento Superior.



Fonte: Do autor (2022).

Figura 7: Detalhamento das Lajes Nervuradas Utilizadas na Cobertura.



Fonte: Do autor (2022).

3.4 Lançamento das Cargas nos Elementos Estruturais

Após lançar a estrutura, deve-se fazer o lançamento das cargas nos elementos estruturais. Neste projeto as vigas recebem cargas permanentes devido às paredes de alvenaria e *drywall*, guarda-corpos e a carga proveniente das escadas. Atuando nas lajes diretamente, há cargas permanentes de revestimentos, forros e também de paredes, além de sobrecargas de utilização. Neste trabalho foram desconsideradas as ações do vento.

Todas as cargas permanentes e variáveis podem ser vistas nas plantas dos Apêndices D-E.

3.4.1 Cargas da Escada

A escada do prédio de apoio a gestão da UFLA é uma escada plissada autoportante. O CYPECAD® não faz a modelagem deste tipo de escada, então foi modelada uma escada de lajes comum. Como não houve alteração na sobrecarga em escadas na atualização de 2019 da NBR 6120, a quantidade de aço no cálculo da escada não irá mudar em comparação com a versão antiga da norma, desta forma, não influenciando no presente trabalho. Apesar da quantidade de aço da escada não ter grande importância para o trabalho, a carga que ela transmite para estrutura é importante. A escada de lajes tradicional é mais pesada que a escada plissada pois possui maior volume de concreto, assim, a carga transmitida por ela é maior. Desta forma há uma majoração da carga, em comparação com a real, porém a diferença não é grande e isto segue em favor da segurança. A sobrecarga variável atuante na escada, nas duas versões da NBR 6120 é de 3 kN/m².

Figura 8: Escada do Prédio de Apoio à Gestão da UFLA



Fonte: Do autor (2022).

3.4.2 Cargas de Paredes

Neste trabalho foram utilizados como alvenaria, blocos de concreto celular autoclavado (CCA). Os blocos de CCA são bem mais leves que os tijolos cerâmicos que são usualmente utilizados nas construções brasileiras. Além disso, a execução de alvenarias de blocos de concreto celular é rápida e fácil. Normalmente em projetos estruturais de médio e grande porte, durante o cálculo das cargas de alvenaria, são desconsiderados os vãos das esquadrias para aumentar o fator de segurança, visto que no futuro as aberturas podem ser fechadas.

Neste projeto há oito situações diferentes para o cálculo do peso próprio das paredes:

- Parede 1: parede de 25 centímetros (bloco de CCA de 20 centímetros e 2,5 centímetros de argamassa de revestimento em cada face);
- Parede 2: parede de 25 centímetros com revestimento cerâmico em uma face (bloco de CCA de 20 centímetros e 2,5 centímetros de argamassa de revestimento em cada face);
- Parede 3: parede de 25 centímetros com revestimento cerâmico nas duas faces (bloco de CCA de 20 centímetros e 2,5 centímetros de revestimento em cada face);
- Parede 4: parede de 15 centímetros (bloco de CCA de 10 centímetros e 2,5 centímetros de revestimento em cada face);
- Parede 5: parede de 20 centímetros (bloco de CCA de 15 centímetros e 2,5 centímetros de revestimento em cada face);
- Parede 6: parede de 20 centímetros com revestimento cerâmico em uma face (bloco de CCA de 15 centímetros e 2,5 centímetros de revestimento em cada face);
- Parede 7: parede de 20 centímetros com revestimento cerâmico nas duas faces (bloco de CCA de 15 centímetros e 2,5 centímetros de revestimento em cada face);
- Parede de *drywall*: chapas de *drywall* com 12 centímetros de espessura.

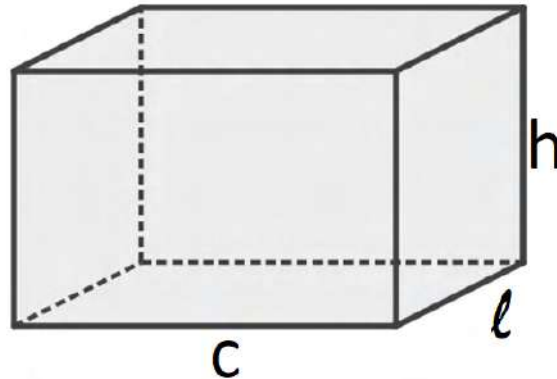
Na atualização de 2019 da NBR 6120 é determinado uma carga superficial com valor de 0,5 kN/m² para a parede de *drywall*. Na versão de 1980 não consta este tipo de parede, então, para o cálculo feito com a esta versão da norma, foi utilizado o catálogo da Siplac, fornecedora de placas de *drywall*. O valor fornecido pela Siplac também é 0,5 kN/m².

O carregamento superficial das demais paredes foi calculado manualmente, a partir do peso específico do bloco de CCA. A versão de 1980 na NBR 6120 não fornece dados para este material, então no cálculo com esta versão da norma utilizou-se o catálogo da Construpor para obter um valor de peso específico. O peso específico do bloco de CCA do catálogo da Construpor é 6 kN/m³, já na versão atualizada de 2019 da norma consta um valor de 5,5 kN/m³, que irá ser utilizado.

Nas duas versões da norma é necessário saber as dimensões do bloco de CCA para o cálculo do peso próprio das paredes de alvenaria, sendo ilustrado na Figura 9 com dimensões

genéricas. Os blocos da Construpor possuem 60 centímetros de comprimento e 30 centímetros de altura. A largura (espessura) destes blocos podem ser 10, 15 ou 20 centímetros.

Figura 9: Dimensões do Bloco de CCA.



Fonte: Do autor (2022).

A cerâmica usada nas paredes da edificação é da marca Eliane e suas dimensões são 30 x 40 cm. Cada unidade possui uma massa de 1,276 kg. Convertendo para kilo-newtons e dividindo pela área de cada unidade, é possível encontrar o peso superficial desta cerâmica.

O peso específico da argamassa de cal, cimento e areia de 19 kN/m³ foi mantido nas duas versões da NBR 6120.

$$g_{cerâmica} = 0,1 * \frac{1,276}{0,3*0,4} \quad (1)$$

$$g_{cerâmica} = 0,10633 \text{ kN/m}^2$$

Para obter o carregamento das paredes por metro quadrado empregou-se a seguinte expressão:

$$g_{parede} = \frac{(h*c*l)\gamma_{CCA} + 2(h*c*esp_{rev})\gamma_{rev} + (l*c+l*h)esp_{rev}*\gamma_{rev}}{h*c} + g_{cerâmica} \quad (2)$$

sendo:

h = altura do bloco de CCA

c = comprimento do bloco de CCA

l = largura do bloco de CCA

γ_{CCA} = peso específico do bloco de CCA

esp_{rev} = espessura da argamassa de revestimento

γ_{rev} = peso específico da argamassa de revestimento

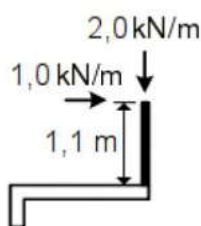
O último termo da expressão só ocorre quando houver presença de revestimento cerâmico na parede. Se o revestimento cerâmico estiver nas duas faces da parede, deve multiplicá-lo por 2.

Após a obtenção da carga por metro quadrado causada pelas paredes, basta multiplicar pela altura das mesmas para obter o carregamento linear. Neste projeto há várias alturas diferentes para as paredes, pois há várias vigas invertidas, lajes com deslocamento e diferentes pés direitos. Todas estas alturas diferentes foram consideradas ao lançar as cargas na estrutura. As cargas podem ser vistas nos Apêndices D-E.

3.4.3 Cargas de Guarda Corpo

As duas versões da NBR 6120 definem que se deve considerar carga variável de 2 kN/m além do peso próprio do guarda-corpo. Ambas também definem que é necessário considerar uma carga horizontal a 1,1 m acima do piso e perpendicular ao eixo longitudinal da barreira (Figura 10). A versão de 1980 define que esta carga horizontal tem um valor de 0,8 kN/m, porém a atualização prevê diferentes cargas para diferentes situações.

Figura 10: Cargas Acidentais nos Parapeitos.



Fonte: Araújo (2010c)

Segundo Araújo (2010c), apesar da norma indicar a carga horizontal, pode desconsiderá-la pois a mesma não possui influência nos esforços solicitantes. Sendo assim, considerou-se nos cálculos a carga variável de 2 kN/m e o peso próprio do guarda corpo, que foi estimado em 0,5 kN/m através de consultas em catálogos de fabricantes.

3.4.4 Cargas Provenientes de Telhado

O telhado do prédio de apoio à gestão da UFLA foi feito utilizando telhas de fibrocimento moduladas com 8 milímetros de espessura (Kalheta 44). A NBR6120:2019 estipula que este tipo de telha causa na laje uma carga permanente de 0,26 kN/m², enquanto a versão de 1980 não estipula nenhum tipo de carga proveniente das telhas.

3.4.5 Demais Cargas Permanentes nas Lajes

No projeto original da edificação em estudo não consta informações importantes como o tipo de forro utilizado, tipos de piso, revestimentos, entre outros. Porém no projeto estrutural original foram fornecidas as cargas permanentes que atuam sobre cada laje. Desta forma, optou-se por manter as demais cargas permanentes do projeto original nas lajes, inclusive na laje de cobertura, somando com a carga proveniente do telhado. Estas cargas estão contidas nos Apêndices D-E. Vale salientar que as paredes que descarregam diretamente na laje não foram desconsideradas, e estão presentes nos cálculos.

Além destas cargas permanentes, existem na cobertura algumas cargas superficiais localizadas em pontos específicos. Seis delas são o peso de 10 kN/m² das caixas d'água. Ainda existem dois carregamentos de 6,5 kN/m² e dois carregamentos de 25 kN/m² que não foram especificados.

3.4.6 Cargas Acidentais nas Lajes

As cargas variáveis de utilização da edificação são as principais mudanças percebidas entre as duas versões da NBR 6120.

No pavimento Palco, fica a laje do poço do elevador (L1). Utilizando a versão de 1980 da norma, a sobrecarga adotada foi 0,5 kN/m² (local sem acesso ao público), enquanto na versão de 2019 estipula sobrecarga de 50 kN/m² para poços de elevadores de passageiros.

No pavimento superior existem várias lajes que compõem mais de um ambiente. Nesses casos optou-se por colocar a sobrecarga do ambiente que tivesse maior valor para ir a favor da segurança. A principal diferença notada no pavimento superior foi na laje N3 onde há o almoxarifado, que na atualização da norma possui uma sobrecarga de 5 kN/m² enquanto na versão anterior não possuía valor definido (foi adotada nessa laje o valor de 3 kN/m² pois um corredor também faz parte desta laje).

Na laje que sustenta o elevador (L1), na cobertura, foi utilizado a sobrecarga de 30 kN/m² para o dimensionamento com a versão de 2019 da NBR 6120. Já a versão de 1980, não especifica um valor para este caso, porém foi considerada uma carga de 20 kN/m² para esta laje pois no projeto original já constava esta carga relativa ao elevador encontrado na edificação.

Ainda na cobertura, houve diferença em todas as outras lajes. Na atualização da norma é estipulada a sobrecarga de 1 kN/m² para coberturas com acesso apenas para manutenção e inspeção, enquanto na versão de 1980 o valor é 0,5 kN/m² (terraço inacessível).

Nos Apêndices D-E estão as plantas com as cargas variáveis, onde é possível observar todas as diferenças.

3.5 Cálculo e Solução de Erros

Após o lançamento de todas as cargas, o próximo passo é solicitar o cálculo através do software. No momento em que o programa finaliza os cálculos, aparece um relatório com eventuais erros na verificação de parâmetros normativos e não cumprimento de estados limites últimos e de serviço. Como uma premissa do presente trabalho é não mudar nada na concepção estrutural nem a dimensão dos elementos estruturais, as soluções de erros ficam um pouco mais limitadas. Um dos erros mais comuns é o aparecimento de flecha ativa excessiva, que pode ser facilmente corrigido aumentando a área de aço na região tracionada, se essa flecha não apresentar valores exorbitantes.

Após a solução dos erros foi realizada a exportação dos relatórios e desenhos. Foram extraídas imagens 3D da estrutura com as barras, isovalores, taxa de armadura nas lajes, detalhamento dos elementos estruturais, plantas de formas, relatórios com informações de todos os elementos estruturais, relatórios quantitativos totais e parciais do projeto, além de relatórios de verificação de segurança da estrutura. Com todos os dados devidamente exportados, foi feita a comparação do quantitativo obtido através das duas versões da NBR 6120.

3.6 Orçamento do Aço no Projeto

Com os quantitativos de aço prontos, é possível calcular a diferença de preço entre os dois projetos. Para isso, utilizou-se o preço dos vergalhões de aço da tabela de insumos da SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Preços e Índices), versão de abril de 2022, disponibilizada pela Caixa Econômica Federal. Esta tabela é a fonte mais utilizada para a realização de orçamentos em todo o Brasil.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Após o cálculo da estrutura ser realizado, foi gerado o relatório de erros de verificação de parâmetros normativos e falhas nos estados limites. O relatório apontou poucos erros, tanto no projeto realizado utilizando a versão de 1980, quanto utilizando a versão de 2019 da NBR 6120. Todos os erros foram relacionados a problemas com flecha ativa em vigas e foram resolvidos com a adição de poucas barras longitudinais nas áreas tracionadas das vigas. Isso quer dizer que todos os parâmetros normativos, como espaçamento mínimo, área mínima de aço e outros foram cumpridos. O relatório sem erros também atesta que os estados limites não foram atingidos, assim, não havendo risco de ruptura, deformações excessivas ou formação de fissuras. Após a resolução dos erros, os resultados foram exportados para melhor análise.

O CYPECAD® gera diversos relatórios extremamente detalhados das informações de todos os elementos estruturais contidos no projeto, como verificações de estado limite, taxas de armadura, quantitativos, entre outros. Desta forma, serão dispostos neste tópico do trabalho os trechos mais relevantes para análise.

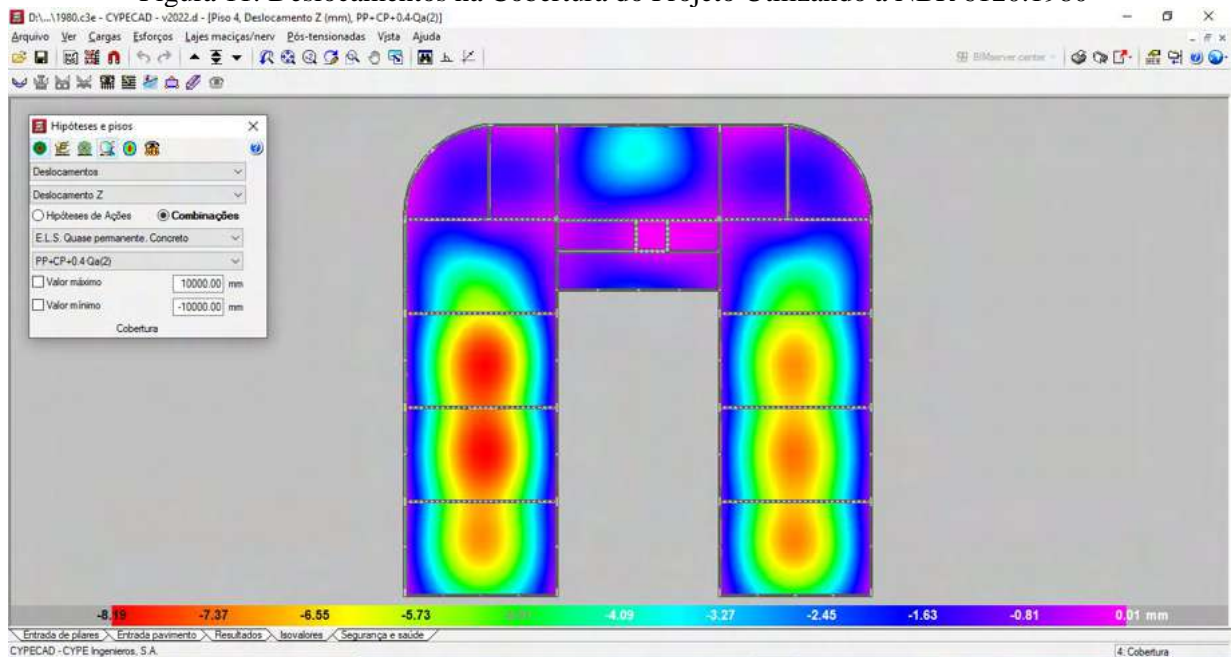
Nas Figuras 11 e 12, estão contidos os deslocamentos causados nas regiões mais críticas das lajes da edificação. Essas regiões se encontram na laje de cobertura. As deformações das outras lajes, separadas por pavimento, estão nos Apêndices A-B. O estado limite de deformação é analisado utilizando combinações quase permanentes de serviço. Pode-se observar que nos dois casos os deslocamentos máximos, não ultrapassaram 9 milímetros. Este é um valor considerado baixo, que com certeza não irá ultrapassar a flecha limite (δ_{lim}), visto que os vãos das lajes não são elevados. Essa verificação serve também para comprovar a veracidade do relatório de erros do CYPECAD®. A NBR 6118:2014 define que o deslocamento limite para aceitação visual é o menor vão dividido por 250. O maior vão na menor direção entre as lajes nesta edificação é 5,7 metros. Desta forma:

$$\delta_{lim} = \ell_x/250 \quad (3)$$

$$\delta_{lim} = 5,7m/250$$

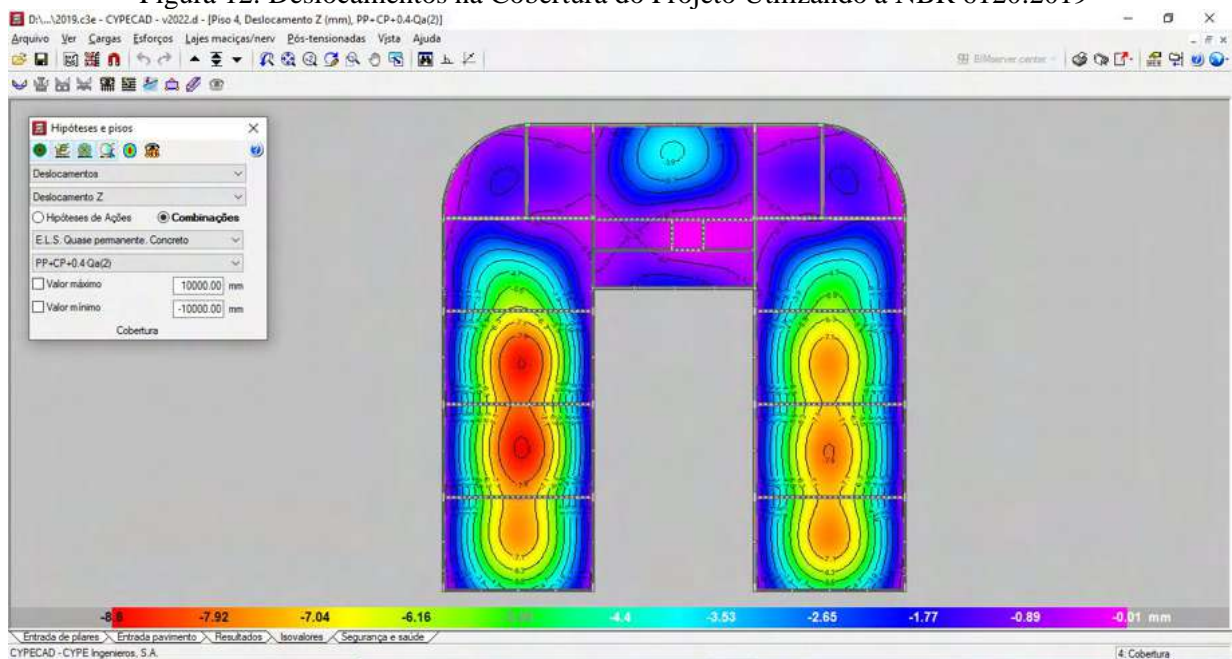
$$\delta_{lim} = 22,8 \text{ mm}$$

Figura 11: Deslocamentos na Cobertura do Projeto Utilizando a NBR 6120:1980



Fonte: Do Autor (2022).

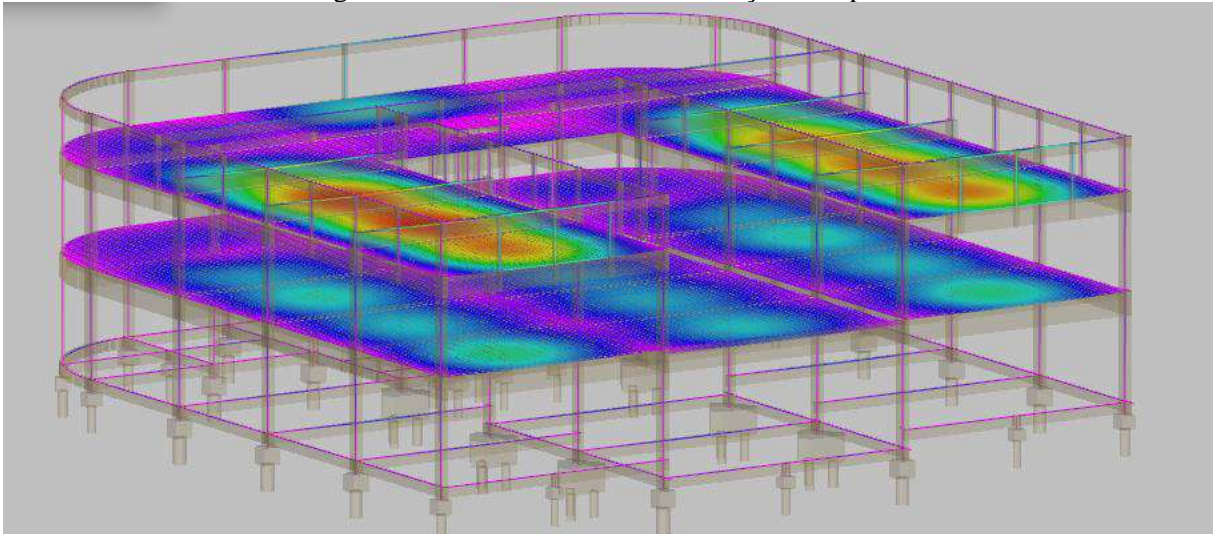
Figura 12: Deslocamentos na Cobertura do Projeto Utilizando a NBR 6120:2019



Fonte: Do Autor (2022).

A Figura 13 mostra a deformação da estrutura inteira ao mesmo tempo, mostrando melhor a localização dos pontos críticos na edificação. Pode-se destacar, que os maiores deslocamentos aconteceram onde há os maiores vãos e no pavimento onde há grande ocorrência de vigas invertidas, além da descontinuidade de vigas. Estes fatos justificam tais deslocamentos, que mesmo sendo bem maiores que o restante da edificação, ainda são bem pequenos e estão todos dentro dos limites normativos.

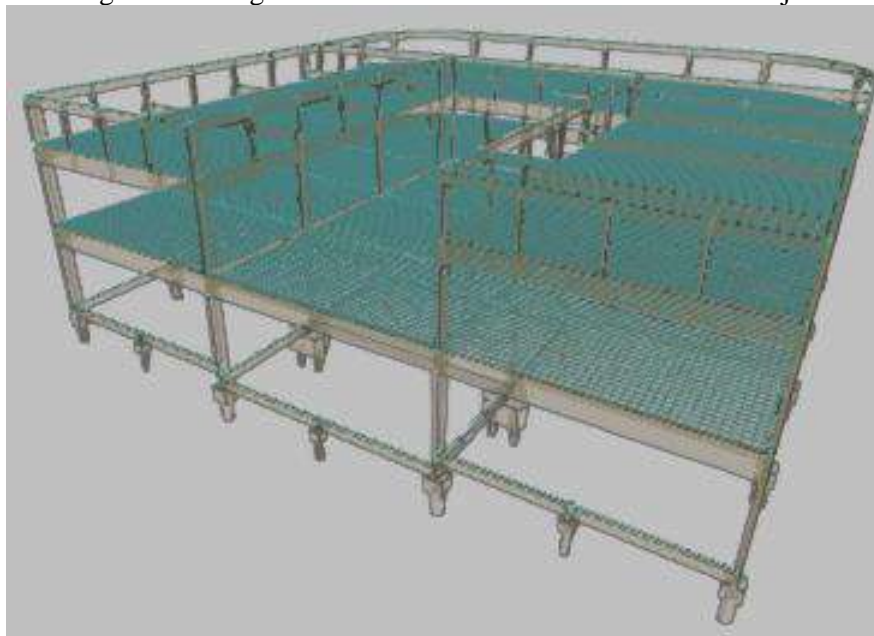
Figura 13: Deslocamentos na Edificação Completa



Fonte: Do Autor (2022).

Nos Apêndices D-E também estão as taxas de armaduras presentes nas lajes da edificação. Na Figura 14 é ilustrada uma imagem 3D da estrutura com as armaduras das lajes.

Figura 14: Imagem 3D da estrutura com as armaduras das lajes



Fonte: Do Autor (2022).

As tabelas 1-6 contêm as taxas de armadura em algumas lajes da edificação. Analisando estas tabelas fica claro que nas lajes onde há maior diferença entre as normas nas cargas acidentais também há maior diferença na taxa de armadura. As lajes do pavimento Palco, que fica no poço do elevador, onde a carga acidental é cem vezes maior na atualização da norma, e

na laje da cobertura, onde na versão mais antiga não havia carga de telhados foram as que demonstraram maior diferença. Nas Tabelas 1-6, que mostram as taxas de armadura, os valores de altura estão em metros, momentos estão em kN.m/m, taxas de armadura cm²/m, diâmetros em mm e espaçamentos em cm.

Tabela 1: Taxas de Armadura Na Laje L1 do Palco – Projeto Utilizando a Versão 1980.

			Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
Laje	Dir.	Altura	Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L1	X	0.10	5.00	4.10	5.03	2.10	1.72	2.11	Ø6.3c/14	Ø6.3c/18	Ø6.3c/14
	Y		2.21	4.13	2.22	0.93	1.73	0.93	Ø4.2c/14	Ø6.3c/18	Ø4.2c/14

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 2: Taxas de Armadura Na Laje L1 do Palco – Projeto Utilizando a Versão 2019.

			Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
Laje	Dir.	Altura	Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L1	X	0.10	17.17	12.39	17.22	7.20	5.19	7.22	Ø10c/10	Ø8c/9	Ø10c/10
	Y		6.72	12.46	6.73	2.82	5.22	2.82	Ø6.3c/11	Ø8c/9	Ø6.3c/11

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 3: Taxas de Armadura Na Laje L1 do Pavimento Superior – Projeto Utilizando a Versão 1980.

			Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
Laje	Dir.	Altura	Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L1	X	0.22	16.89	6.28	11.38	3.22	1.20	2.17	Ø6.3c/9	Ø5c/16	Ø6.3c/14
	Y		8.42	5.00	1.64	1.60	0.95	0.31	Ø6.3c/19	Ø4.2c/14	Ø4.2c/20

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 4: Taxas de Armadura Na Laje L1 do Pavimento Superior – Projeto Utilizando a Versão 2019.

			Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
Laje	Dir.	Altura	Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L1	X	0.22	16.14	6.52	10.88	3.08	1.24	2.07	Ø6.3c/10	Ø5c/16	Ø6.3c/15
	Y		11.17	4.49	-----	2.13	0.85	-----	Ø6.3c/14	Ø4.2c/16	-----

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 5: Taxas de Armadura Na Laje L1 da Cobertura – Projeto Utilizando a Versão 1980.

			Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
Laje	Dir.	Altura	Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L1	X	0.15	2.92	0.72	2.10	0.82	0.20	0.59	Ø4.2c/17	Ø4.2c/20	Ø4.2c/20
	Y		7.85	-0.59	12.92	2.19	-0.17	3.61	Ø6.3c/14	-----	Ø8c/13

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 6: Taxas de Armadura Na Laje L1 do Cobertura – Projeto Utilizando a Versão 2019.

			Momentos			Taxas de Armadura			Armadura de reforço		
Laje	Dir.	Altura	Esq.	Centro	Dir.	Esq.	Centro	Dir.	Sup. Esq.	Inf. Centro	Sup. Dir.
L1	X	0.15	4.25	1.61	3.44	1.19	0.45	0.96	Ø5c/16	Ø4.2c/20	Ø4.2c/14
	Y		7.85	0.18	14.91	2.19	0.05	4.17	Ø6.3c/14	Ø4.2c/20	Ø8c/12

Fonte: Do autor (2022).

O relatório de armadura de vigas gerado pelo CYPECAD® é extremamente completo, contendo todas os tipos de esforços que atuam sobre as mesmas, áreas de aço por tramo e verificações de estado limite de deformação excessiva. Nas Tabelas 7-10 está presente a comparação entre duas vigas de cada projeto. Pode-se notar, que na viga V19 do Pavimento superior, há um aumento nas cargas e nas quantidades de aço na norma atualizada, enquanto na viga VB10 do térreo, há pouca diferença nas cargas e nenhuma diferença na baixa quantidade de aço presente na mesma. A disposição, diâmetro e informações sobre as barras de aço em cada viga estão disponíveis nos detalhamentos dos Apêndices H-I.

Tabela 7: Dados da Viga VB10 do Pavimento Térreo – Projeto Utilizando a Versão 1980.

VB10			Tramo: a		
Corte			19x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-29.22	--	-25.89
x	[m]		0.00	--	9.48
Momento máx.	[kN·m]		15.69	22.01	15.02
x	[m]		3.05	4.74	6.43
Esforço cortante mín.	[kN]		--	-6.48	-17.60
x	[m]		--	6.09	9.48
VB10			Tramo: a		
Corte			19x40		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Esforço cortante máx.	[kN]		21.80	6.09	--
x	[m]		0.00	3.39	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.07	0.40	1.85
		Nec.	1.94	0.00	1.75
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.85	1.85	1.85
		Nec.	1.75	1.75	1.75
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.22	2.22	2.22
		Nec.	2.22	2.22	2.22
F. Sobrecarga			0.12 mm, L/79703 (L: 9.48 m)		
F. Ativa			3.94 mm, L/2407 (L: 9.48 m)		
F. no tempo infinito			5.80 mm, L/1633 (L: 9.48 m)		

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 8: Dados da Viga VB10 do Pavimento Térreo – Projeto Utilizando a Versão 2019.

VB10		Tramo: a		
Corte		19x40		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-29.26	--	-25.87
x	[m]	0.00	--	9.48
Momento máx.	[kN·m]	15.69	22.01	15.05
x	[m]	3.05	4.74	6.43
Esforço cortante mín.	[kN]	--	-6.48	-17.60
x	[m]	--	6.09	9.48

VB10		Tramo: a			
Corte		19x40			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	
Esforço cortante máx.	[kN]	21.81	6.10	--	
x	[m]	0.00	3.39	--	
Torçor mín.	[kN]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Torçor máx.	[kN]	--	--	--	
x	[m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	2.07	0.40	1.85
		Nec.	1.94	0.00	1.75
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.85	1.85	1.85
		Nec.	1.75	1.75	1.75
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.22	2.22	2.22
		Nec.	2.22	2.22	2.22
F. Sobrecarga		0.11 mm, L/82499 (L: 9.48 m)			
F. Ativa		3.94 mm, L/2407 (L: 9.48 m)			
F. no tempo infinito		5.81 mm, L/1633 (L: 9.48 m)			

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 9: Dados da Viga V19 do Pavimento Superior – Projeto Utilizando a Versão 1980.

V19		Tramo: a			Tramo: b			Tramo: c		
Corte		19x90			19x90			19x90		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-96.83	--	-148.73	-141.32	--	-134.84	-131.32	--	-143.31
x	[m]	0.00	--	5.20	0.00	--	5.40	0.00	--	5.41
Momento máx.	[kN·m]	119.25	134.72	88.37	66.50	97.90	71.88	80.22	110.32	81.12
x	[m]	1.71	2.31	3.48	1.75	2.72	3.62	1.76	2.67	3.63

V19		Tramo: a			Tramo: b			Tramo: c			
Corte		19x90			19x90			19x90			
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Esforço cortante mín.	[kN]	--	-67.14	-181.94	--	-46.27	-168.54	--	-48.88	-185.97	
x	[m]	--	3.38	5.20	--	3.52	5.40	--	3.53	5.41	
Esforço cortante máx.	[kN]	198.42	242.26	--	153.85	51.07	--	156.23	50.54	--	
x	[m]	0.00	1.75	--	0.00	1.85	--	0.00	1.87	--	
Torçor mín.	[kN]	-3.37	-3.27	-2.88	-2.62	-2.67	-8.55	-2.48	-2.53	-8.27	
x	[m]	0.98	1.78	3.48	1.65	2.45	5.39	1.66	2.46	5.39	
Torçor máx.	[kN]	10.30	9.83	8.86	7.77	7.92	7.71	8.02	8.22	7.94	
x	[m]	0.11	1.75	3.58	1.58	2.65	3.72	1.60	2.67	3.74	
Área Sup.	[cm ²]	Real	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
		Nec.	4.07	1.15	5.70	5.63	0.93	5.22	5.28	0.96	5.47
Área Inf.	[cm ²]	Real	5.60	5.60	5.60	4.02	4.02	4.02	4.71	4.71	4.71
		Nec.	4.90	4.89	4.59	3.93	3.93	3.93	3.93	4.01	3.94
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.86	2.86	2.86	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22
		Nec.	2.54	2.47	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22
F. Sobrecarga		0.16 mm, L/32680 (L: 5.20 m)			0.11 mm, L/48158 (L: 5.40 m)			0.14 mm, L/38419 (L: 5.41 m)			
F. Ativa		0.79 mm, L/6562 (L: 5.20 m)			0.50 mm, L/10836 (L: 5.40 m)			0.63 mm, L/8537 (L: 5.41 m)			
F. no tempo infinito		1.02 mm, L/5077 (L: 5.20 m)			0.65 mm, L/8324 (L: 5.40 m)			0.80 mm, L/6802 (L: 5.41 m)			

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 10: Dados da Viga V19 do Pavimento Superior – Projeto Utilizando a Versão 2019.

V19		Tramo: a			Tramo: b			Tramo: c		
Corte		19x90			19x90			19x90		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-104.73	--	-160.56	153.11	--	-146.44	143.40	--	-152.78
x	[m]	0.00	--	5.20	0.00	--	5.40	0.00	--	5.41
V19		Tramo: a			Tramo: b			Tramo: c		
Corte		19x90			19x90			19x90		
Região		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento máx.	[kN·m]	129.22	146.10	95.92	72.09	106.15	77.85	87.80	121.24	90.23
x	[m]	1.71	2.31	3.48	1.75	2.72	3.62	1.76	2.70	3.63
Esforço cortante mín.	[kN]	--	-72.45	-194.81	--	-49.97	-182.74	--	-51.76	-202.04
x	[m]	--	3.38	5.20	--	3.52	5.40	--	3.53	5.41
Esforço cortante máx.	[kN]	213.16	45.79	--	166.60	55.50	--	170.47	55.98	--
x	[m]	0.00	1.75	--	0.00	1.85	--	0.00	1.87	--
Torçor mín.	[kN]	-3.54	-3.50	-3.20	-2.84	-2.93	-10.06	-2.72	-2.84	-10.43
x	[m]	1.25	1.78	3.48	1.65	2.72	5.39	1.66	3.26	5.39
Torçor máx.	[kN]	11.54	10.73	9.59	8.57	8.68	8.40	8.76	8.87	8.45
x	[m]	0.11	1.75	3.58	1.58	2.65	3.72	1.60	2.40	3.74
Área Sup.	[cm ²]	Real	6.91	6.91	6.91	6.91	6.91	6.91	6.91	6.91
	Nec.	4.51	1.26	6.32	6.27	1.02	5.84	5.91	1.04	5.91
Área Inf.	[cm ²]	Real	6.04	6.04	6.04	4.71	4.71	4.71	4.69	4.69
	Nec.	5.37	5.36	5.02	3.93	3.95	3.93	4.34	4.42	4.32
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.08	3.08	3.08	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
	Nec.	2.80	2.69	2.41	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22
F. Sobrecarga		0.23 mm, L/23085 (L: 5.20 m)			0.17 mm, L/32141 (L: 5.40 m)			0.22 mm, L/24168 (L: 5.41 m)		
F. Ativa		0.87 mm, L/5992 (L: 5.20 m)			0.57 mm, L/9472 (L: 5.40 m)			0.73 mm, L/7365 (L: 5.41 m)		
F. no tempo infinito		1.07 mm, L/4876 (L: 5.20 m)			0.70 mm, L/7737 (L: 5.40 m)			0.86 mm, L/6299 (L: 5.41 m)		

Fonte: Do autor (2022).

Nas Tabelas 11-14, são mostradas as verificações para o Estado Limite Último nos pilares P11 e P21. Nota-se no projeto que utiliza a versão de 2019 da norma as cargas, principalmente os esforços axiais (N) e cortantes (Q), são maiores em locais com grande diferença de carga entre as versões, como no pilar P11, que é localizado no poço do elevador, onde a carga acidental é cem vezes maior na atualização da norma. Já em locais onde as cargas são semelhantes não há tanta diferença nos esforços internos, como pode ser notado no P21.

Tabela 11: Verificação do ELU no Pilar P11 – Projeto Utilizando a Versão 1980.

2.19. P11

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	M _{xx} (kN·m)	M _{yy} (kN·m)	Q _x (kN)		Q _y (kN)
Cobertura (3.8 - 7.74 m)	19x40	Ext.Superior	Passa	Passa	1.7	22.2	22.2	AP ⁽²⁾	Q	138.4	4.4	-0.6	0.1	-1.9	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	1.7	22.5	22.5	AP, SCU ⁽²⁾	N,M	181.3	4.1	-0.6	0.0	-1.8	Passa
Pv Superior (-0.33 - 3.8 m)	19x40	Ext.Superior	Passa	Passa	0.9	30.0	30.0	AP ⁽²⁾	Q	169.1	-2.1	1.3	-0.5	0.9	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	0.9	31.1	31.1	AP, SCU ⁽²⁾	N,M	211.4	-2.0	1.3	-0.5	0.8	Passa
Térreo (-0.8 - -0.33 m)	19x40	-0.33 m	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	0.3	31.1	31.1	AP ⁽²⁾	Q	179.1	1.3	-0.7	-0.5	0.9	Passa
		Ext.Superior	Passa	Passa	16.5	16.3	16.5	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	250.0	2.3	-1.2	-13.0	14.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	16.5	16.5	16.5	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	250.2	3.4	-2.1	-13.0	14.5	Passa
Palco (-1.51 - -0.8 m)	19x40	Ext.Superior	Passa	Passa	12.6	18.8	18.8	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	288.6	-1.8	2.4	-12.7	8.4	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	12.6	18.7	18.7	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	289.4	0.8	-1.6	-12.7	8.4	Passa
Fundação	19x40	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	4.1	18.7	18.7	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	289.4	0.8	-1.6	-12.7	8.4	Passa

Notas:
⁽¹⁾ A verificação não é necessária
⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP
⁽³⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.4-Qa(2)

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 12: Verificação do ELU no Pilar P11 – Projeto Utilizando a Versão 2019.

2.19. P11

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão													Estado
			Verificações					Esforços desfavoráveis								
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	M _{xx} (kN·m)	M _{yy} (kN·m)	Q _x (kN)	Q _y (kN)		
Cobertura (3.8 - 7.74 m)	19x40	Ext.Superior	Passa	Passa	1.9	26.5	26.5	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	217.7	4.6	-0.6	0.1	-2.1	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	1.9	27.0	27.0	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	226.8	-2.7	-0.4	0.1	-2.1	Passa	
Pv Superior (-0.33 - 3.8 m)	19x40	Ext.Superior	Passa	Passa	0.9	34.7	34.7	AP ⁽¹⁾	Q	175.0	-2.1	1.2	-0.5	0.9	Passa	
			Passa	Passa	0.9	34.7	34.7	AP, SCU ⁽²⁾	N,M	245.8	-1.7	1.2	-0.5	0.7	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	0.9	35.8	35.8	AP ⁽¹⁾	Q	185.0	1.3	-0.7	-0.5	0.9	Passa	
			Passa	Passa	0.9	35.8	35.8	AP, SCU ⁽²⁾	N,M	255.8	1.1	-0.7	-0.5	0.7	Passa	
Téreo (-0.8 - -0.33 m)	19x40	-0.33 m	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	0.3	35.8	35.8	AP ⁽¹⁾	Q	185.0	1.3	-0.7	-0.5	0.9	Passa	
		Ext.Superior	Passa	Passa	27.1	19.3	27.1	AP, SCU ⁽²⁾	N,M	255.8	1.1	-0.7	-0.5	0.7	Passa	
			Passa	Passa	27.1	19.3	27.1	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	283.1	6.5	-4.4	-20.7	24.2	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	30.3	19.7	30.3	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	283.3	8.2	-5.8	-20.7	24.2	Passa	
Passa	Passa		30.3	19.7	30.3	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	283.3	8.2	-5.8	-20.7	24.2	Passa			
Palco (-1.51 - -0.8 m)	19x40	Ext.Superior	Passa	Passa	39.5	25.5	39.5	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	387.4	-5.0	7.0	-37.8	21.9	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	35.8	25.2	35.8	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	388.2	1.8	-4.7	-37.8	21.9	Passa	
Fundação	19x40	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	11.6	25.2	25.2	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	388.2	1.8	-4.7	-37.8	21.9	Passa	

Notas:
⁽¹⁾ A verificação não é necessária
⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.4-Qa(2)
⁽³⁾ 1.4-PP+1.4-CP

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 13: Verificação do ELU no Pilar P21 – Projeto Utilizando a Versão 1980.

2.29. P21

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão													Estado
			Verificações					Esforços desfavoráveis								
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	M _{xx} (kN·m)	M _{yy} (kN·m)	Q _x (kN)	Q _y (kN)		
Cobertura Caixa D'água (7.53 - 9.58 m)	19x19	Ext.Superior	Passa	Passa	4.8	5.6	5.6	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	23.8	0.7	0.5	-1.7	-1.1	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	6.8	16.1	16.1	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	25.8	-1.2	-2.3	-1.7	-1.1	Passa	
Cobertura (3.8 - 7.53 m)	19x19	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	36.5	36.5	AP ⁽¹⁾	Q,N,M	102.0	0.9	1.6	-0.6	-0.7	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	1.5	33.0	33.0	AP ⁽¹⁾	Q,N,M	105.6	-1.1	-0.2	-0.6	-0.7	Passa	
Pv Superior (-0.33 - 3.8 m)	19x19	Ext.Superior	Passa	Passa	7.7	34.7	34.7	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	48.9	2.3	-2.7	1.6	-1.7	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.7	38.0	38.0	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	52.9	-3.2	2.3	1.6	-1.7	Passa	
Fundação	19x19	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	38.0	38.0	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	52.9	-3.2	2.3	1.6	-1.7	Passa	

Notas:
⁽¹⁾ A verificação não é necessária
⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.4-Qa(2)
⁽³⁾ 1.4-PP+1.4-CP

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 14: Verificação do ELU no Pilar P21 – Projeto Utilizando a Versão 2019.

2.29. P21

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão													Estado
			Verificações					Esforços desfavoráveis								
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	M _{xx} (kN·m)	M _{yy} (kN·m)	Q _x (kN)	Q _y (kN)		
Cobertura Caixa D'água (7.53 - 9.58 m)	19x19	Ext.Superior	Passa	Passa	4.1	5.4	5.4	AP ⁽¹⁾	Q,N,M	24.7	0.6	0.4	-1.7	-1.0	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	6.5	15.4	15.4	AP ⁽¹⁾	Q,N,M	26.7	-1.1	-2.3	-1.7	-1.0	Passa	
Cobertura (3.8 - 7.53 m)	19x19	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	37.1	37.1	AP ⁽¹⁾	Q,N,M	104.8	1.0	1.6	-0.6	-0.7	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	1.5	36.5	36.5	AP ⁽¹⁾	Q	108.4	-1.1	-0.2	-0.6	-0.7	Passa	
Pv Superior (-0.33 - 3.8 m)	19x19	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	33.7	33.7	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	49.2	2.2	-2.6	1.5	-1.6	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	37.4	37.4	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	53.2	-3.1	2.3	1.5	-1.6	Passa	
Fundação	19x19	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	37.4	37.4	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	53.2	-3.1	2.3	1.5	-1.6	Passa	

Notas:
⁽¹⁾ A verificação não é necessária
⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP
⁽³⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.4-Qa(2)

Fonte: Do autor (2022).

A NBR 6118:2014 define que as barras longitudinais não podem devem possuir diâmetro inferior a 10 milímetros e as transversais não podem ser menores que 5 milímetros. Nas Tabelas 15 e 16 estão contidas as informações de armaduras de alguns pilares, com as informações descritas por pavimento e também por tipo de armadura. Ao observar estes dados

é notável a quantidade exorbitante de pilares com o número mínimo possível de aço nas duas versões do projeto.

Tabela 15: Quantidade de Aço nos Pilares – Versão 1980.

Armadura de pilares											
Concreto: C40, em geral											
Pilar	Geometria			Armaduras						Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras			Estribos				
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçamento (cm)		
P23	Pv Superior	19x19	-0.33/3.25	4010	-	-	0.87	1e05	12	69.4	Passa
	Térreo	19x19	-0.83/-0.73	4010	-	-	0.87	1e05	12	69.4	Passa
	Palco	-	-	4010	-	-	0.87	1e05	12	34.5	Passa
P24	Cobertura Caixa D'água	19x19	7.53/9.18	4010	-	-	0.87	1e05	12	38.6	Passa
	Cobertura	-	-	4010	-	-	0.87	1e05	12	38.6	Passa
P25	Pv Superior	19x19	-0.33/3.25	4010	-	-	0.87	1e05	12	59.3	Passa
	Térreo	19x19	-0.83/-0.73	4010	-	-	0.87	1e05	12	59.3	Passa
	Palco	-	-	4010	-	-	0.87	1e05	12	30.4	Passa
P26	Cobertura Caixa D'água	19x19	7.53/9.18	4010	-	-	0.87	1e05	12	55.3	Passa
	Cobertura	-	-	4010	-	-	0.87	1e05	12	55.3	Passa
P27	Cobertura Caixa D'água	19x19	7.53/9.18	4010	-	-	0.87	1e05	12	12.2	Passa
	Cobertura	19x19	3.80/6.73	4010	-	-	0.87	1e05	12	34.5	Passa
	Pv Superior	19x19	-0.33/2.90	4010	-	-	0.87	1e05	12	34.5	Passa
	Térreo	-	-	4010	-	-	0.87	1e05	12	33.1	Passa
P28	Cobertura Caixa D'água	19x19	7.53/9.18	4012.5	-	-	1.36	1e05	12	90.2	Passa
	Cobertura	-	-	4012.5	-	-	1.36	1e05	12	90.2	Passa
P29	Cobertura Caixa D'água	19x60	8.18/9.18	4010	-	14010	1.24	1e05+X7r05	12	96.5	Passa
	Cobertura	19x60	3.80/6.73	4012.5	-	8016	1.84	1e05+X4r05	12	100.0	Passa
	Pv Superior	19x60	-0.33/2.90	4012.5	-	8016	1.84	1e05+X4r05	12	94.2	Passa
	Térreo	19x60	-0.83/-0.73	4012.5	-	8016	1.84	1e05+X4r05	12	51.4	Passa
	Palco	-	-	4012.5	-	8016	1.84	1e05+X4r05	12	32.7	Passa
P30	Cobertura Caixa D'água	19x60	8.18/9.18	4010	-	14010	1.24	1e05+X7r05	12	95.0	Passa
	Cobertura	19x60	3.80/6.73	4016	-	14010	1.67	1e05+X7r05	12	93.2	Passa
	Pv Superior	19x60	-0.33/2.70	4016	-	14010	1.67	1e05+X7r05	12	84.7	Passa
	Térreo	19x60	-0.83/-0.73	4016	-	14010	1.67	1e05+X7r05	12	84.7	Passa
	Palco	-	-	4016	-	14010	1.67	1e05+X7r05	12	55.9	Passa
P31	Cobertura Caixa D'água	19x60	8.18/9.18	4016	-	2016	1.06	1e05+X1r05	12	96.0	Passa
	Cobertura	19x60	3.80/6.73	4016	-	6012.5	1.35	2e05+X1r05	12	98.0	Passa
	Pv Superior	19x60	-0.33/2.70	4016	-	6012.5	1.35	2e05+X1r05	12	86.2	Passa
	Térreo	19x60	-0.83/-0.73	4016	-	6012.5	1.35	2e05+X1r05	12	86.2	Passa
	Palco	-	-	4016	-	6012.5	1.35	2e05+X1r05	12	55.8	Passa
P32	Cobertura Caixa D'água	19x60	8.18/9.18	4010	-	14010	1.24	1e05+X7r05	12	88.4	Passa
	Cobertura	19x60	3.80/6.73	4016	-	14010	1.67	1e05+X7r05	12	99.7	Passa

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 16: Quantidade de Aço nos Pilares – Versão 2019.

Armadura de pilares											
Concreto: C40, em geral											
Pilar	Geometria			Armaduras						Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras			Estribos				
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçamento (cm)		
P23	Pv Superior	19x19	-0.33/3.25	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	78,9	Passa
	Térreo	19x19	-0.83/-0.73	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	78,9	Passa
	Palco	-	-	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	37,6	Passa
P24	Cobertura Caixa D'água	19x19	7.53/9.18	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	37,1	Passa
	Cobertura	-	-	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	37,1	Passa
P25	Pv Superior	19x19	-0.33/3.25	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	68,9	Passa
	Térreo	19x19	-0.83/-0.73	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	68,9	Passa
	Palco	-	-	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	33,6	Passa
P26	Cobertura Caixa D'água	19x19	7.53/9.18	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	54,4	Passa
	Cobertura	-	-	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	54,4	Passa
P27	Cobertura Caixa D'água	19x19	7.53/9.18	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	12,0	Passa
	Cobertura	19x19	3.80/6.73	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	39,8	Passa
	Pv Superior	19x19	-0.33/2.90	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	39,8	Passa
	Térreo	-	-	4Ø10	-	-	0,87	1e05	12	32,4	Passa
P28	Cobertura Caixa D'água	19x19	7.53/9.18	4Ø16	-	-	2,23	1e05	12	67,6	Passa
	Cobertura	-	-	4Ø16	-	-	2,23	1e05	12	67,6	Passa
P29	Cobertura Caixa D'água	19x60	8.18/9.18	4Ø10	-	4Ø20	1,38	2e05	12	99,7	Passa
	Cobertura	19x60	3.80/6.73	4Ø16	-	8Ø16	2,12	1e05+X4r05	12	98,3	Passa
	Pv Superior	19x60	-0.33/2.90	4Ø16	-	8Ø16	2,12	1e05+X4r05	12	90,4	Passa
	Térreo	19x60	-0.83/-0.73	4Ø16	-	8Ø16	2,12	1e05+X4r05	12	49,8	Passa
	Palco	-	-	4Ø16	-	8Ø16	2,12	1e05+X4r05	12	32,3	Passa
P30	Cobertura Caixa D'água	19x60	8.18/9.18	4Ø16	-	6Ø12,5	1,35	2e05+X1r05	12	99,2	Passa
	Cobertura	19x60	3.80/6.73	4Ø16	-	6Ø16	1,76	2e05+X1r05	12	99,6	Passa
	Pv Superior	19x60	-0.33/2.70	4Ø16	-	6Ø16	1,76	2e05+X1r05	12	88,0	Passa
	Térreo	19x60	-0.83/-0.73	4Ø16	-	6Ø16	1,76	2e05+X1r05	12	88,0	Passa
	Palco	-	-	4Ø16	-	6Ø16	1,76	2e05+X1r05	12	57,5	Passa
P31	Cobertura Caixa D'água	19x60	8.18/9.18	4Ø10	-	14Ø10	1,24	1e05+X7r05	12	96,2	Passa
	Cobertura	19x60	3.80/6.73	4Ø12,5	-	10Ø12,5	1,51	2e05	12	99,7	Passa
	Pv Superior	19x60	-0.33/2.70	4Ø12,5	-	10Ø12,5	1,51	2e05	12	87,3	Passa
	Térreo	19x60	-0.83/-0.73	4Ø12,5	-	10Ø12,5	1,51	2e05	12	87,2	Passa
	Palco	-	-	4Ø12,5	-	10Ø12,5	1,51	2e05	12	56,7	Passa
P32	Cobertura Caixa D'água	19x60	8.18/9.18	4Ø10	-	14Ø10	1,24	1e05+X7r05	12	99,9	Passa
	Cobertura	19x60	3.80/6.73	4Ø12,5	-	14Ø12,5	1,94	1e05+X7r05	12	97,7	Passa

Fonte: Do autor (2022).

Esta grande quantidade de áreas de aço mínimas pode ser explicada pelo uso de concreto C40. Esta classe de concreto possui maior resistência à compressão em comparação com concretos mais usuais, como o C25. Porém isso também pode impactar na área de aço. O uso de concretos mais resistentes gera maior resistência e rigidez em geral da estrutura. O aço também pode ajudar o concreto a resistir esforços de tração em algumas regiões dos elementos estruturais. Por fim, a NBR 6118:2014 define que a resistência média à tração direta pode ser avaliada em função da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). Desta forma a resistência à tração média do concreto é diretamente proporcional à sua resistência à compressão. Para concretos de classes até C50, é possível obter a resistência média à tração através da expressão:

$$f_{ct,m} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (4)$$

Com esta expressão é possível constatar que a resistência média à tração de um concreto C40 é de 3.51 MPa. Esta resistência capaz de resistir grandes solicitações, porém, ao comparar este valor com o concreto C25, torna-se um pouco mais notável sua importância, pois há um aumento de 36,85%.

A Tabela 17 mostra a quantidade de concreto utilizado na superestrutura do projeto e também a quantidade de fôrmas empregadas. O resultado obtido foi o mesmo, o que já era esperado, visto que todos os elementos seguiram com as mesmas dimensões.

Tabela 17: Quantitativo de Fôrmas e Concreto nas duas versões do projeto.

Elemento	Fôrmas (m ²)	Superfície (m ²)	Volume (m ³)
Lajes nervuradas	-	1340.80	176.710
Lajes maciças	-	29.75	5.940
Vigas	1071.70	215.50	153.810
Pilares	382.10	-	25.890
Escadas	-	23.04	5.280
Total	-	1609.09	367.630

Fonte: Do autor (2022).

Na Tabela 18-22 está o quantitativo final das duas versões do projeto, excluindo escada e fundação. Ao converter o valor da quantidade de aço para quilogramas, o CYPECAD® já considera os 10% que a NBR 6118:2014 estipula para perdas do material durante a execução da obra.

Tabela 18: Quantidade de aço CA-50 +10% no projeto utilizando a versão de 1980 (kg).

Elemento	Palco	Térreo	Pavimento Superior	Cobertura	Cobertura Caixa D'água	Total por Elemento
Lajes Maciças	18	0	265	16	0	299
Lajes Nervuradas	0	0	4526	3263	0	7789
Vigas	164	663	3415	2601	377	7220
Pilares	188	237	1715	1645	676	4461
					Total	19769

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 19: Quantidade de aço CA-60 +10% na versão de 1980 do projeto (kg).

	Palco	Térreo	Pavimento Superior	Cobertura	Cobertura Caixa D'água	Total por Elemento
Lajes Maciças	2	0	0	15	0	17
Lajes Nervuradas	0	0	1	1	0	2
Vigas	67	307	2187	1226	189	3976
Pilares	18	60	410	395	165	1048
					Total	5043

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 20: Quantidade de aço CA-50 +10% no projeto utilizando a versão de 2019 (kg).

Elemento	Palco	Térreo	Pavimento Superior	Cobertura	Cobertura Caixa D'água	Total por Elemento
Lajes Maciças	72	0	273	16	0	361
Lajes Nervuradas	0	0	4736	3609	0	8345
Vigas	163	657	3402	3066	391	7679
Pilares	211	262	1883	1815	837	5008
					Total	21393

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 21: Quantidade de aço CA-60 +10% no projeto utilizando a versão de 2019 (kg).

Elemento	Palco	Térreo	Pavimento Superior	Cobertura	Cobertura Caixa D'água	Total por Elemento
Lajes Maciças	1	0	0	16	0	17
Lajes Nervuradas	0	0	1	1	0	2
Vigas	67	308	2186	1227	185	3973
Pilares	16	56	389	375	156	992
					Total	4984

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 22: Consumo total de aço nos projetos (kg).

NBR 6120:1980	24812
NBR 6120:2019	26377

Fonte: Do autor (2022).

Ao analisar as Tabelas 18-22, percebe-se que no projeto feito utilizando a atualização de 2019 da NBR 6120 houve aumento no consumo de aço CA-50 e diminuição no aço CA-60. O projeto utilizando a norma mais recente obteve um acréscimo de 1624 kg de concreto CA-50 e uma diminuição de 59 kg de CA-60. A diminuição no consumo de CA-60 se dá por conta de seu uso em situações de menor carga, pois seus vergalhões são os que possuem menor bitola e consequentemente menor área de aço. O aumento no consumo de aço CA-50 era esperado, visto que se esperava um aumento no consumo de aço total, que foi o que ocorreu.

Nota-se que houve um aumento de 1565 kg na quantidade total de aço calculado a partir da versão de 2019 da norma em relação ao feito empregando a versão de 1980, representando 6,31% de aumento. Isso acontece, pois diversas cargas prescritas na nova versão não estão presentes na versão mais antiga, além de outras cargas que foram aumentadas na nova versão da norma. A consideração das novas cargas é bastante importante, pois certas regiões da edificação podem ter problemas futuros se cargas importantes forem desconsideradas. É

também mais seguro ter as cargas preconizadas e padronizadas por uma fonte confiável, como a ABNT. A adição de aço, neste caso, traz mais segurança e conforto ao usuário da edificação pois impede eventuais formações de fissuras e deformações excessivas. Também é possível notar que houve aumento no consumo de aço em todos os elementos estruturais no projeto calculado pela atualização da NBR 6120, mostrando que a diferença nas cargas afeta toda a estrutura.

Embora tenha ocorrido o aumento nas cargas, esperava-se que o mesmo fosse maior. O principal fator que fez com que o aumento não fosse tão alto quanto o esperado foi a utilização de concreto C40 no projeto. Isso ocasionou a ocorrência de áreas mínimas e baixas taxas de aproveitamento de aço em grande parte dos elementos estruturais nos dois projetos realizados, assim diminuindo a diferença que poderia existir se não houvessem áreas mínimas normatizadas.

Um projeto utilizando uma classe inferior, como o C25, que é visto na maioria das construções no Brasil, com certeza demonstraria um maior impacto da atualização da norma na quantidade de aço final, pois como nos dois projetos haveria menos resistência, haveria menos ocorrência de taxas mínimas de armaduras, ao menos na atualização da norma. Porém ainda há fatores que serão avaliados, como o fator econômico, podendo-se prova o uso do concreto C40 vantajoso. Uma das premissas do presente trabalho era manter todos parâmetros de materiais, dimensões dos elementos estruturais e concepção estrutural iguais ao projeto original, por isso foi mantido esta classe de concreto.

Foi feito também, uma comparação entre os preços da quantidade total de aço dos projetos calculados através das duas versões da norma para poder conhecer o impacto econômico causado. Para isso foi utilizada a tabela de insumos da SINAPI de abril de 2022 (Tabela 23), disponibilizada pela Caixa Econômica Federal.

Tabela 23: Trecho da Tabela de Insumos da SINAPI contendo o preço dos vergalhões de aço.

A	B	C	D	E
11929	ABRACADEIRA, GALVANIZADA/ZINCADA, ROSCA SEM FIM, PARAFUSO INOX, LARGURA UN		CR	17,83
36801	ACABAMENTO DE METAL CROMADO PARA REGISTRO PEQUENO, DE PAREDE, 1/2 " O UN		CR	26,03
36246	ACABAMENTO SIMPLES/CONVENCIONAL PARA FORRO PVC, TIPO "U" OU "C", COR BR.M		CR	4,89
37600	ACESSORIO DE LIGACAO NAO ELETRICO PARA CARGAS EXPLOSIVAS, TUBO DE 6 M UN		AS	123,71
37599	ACESSORIO INICIADOR NAO ELETRICO, TUBO DE 6 M, TEMPO DE RETARDO DE *160* NUN		AS	115,15
	1 ACETILENO (RECARGA DE GAS ACETILENO PARA CILINDRO DE CONJUNTO OXICORTE	KG	C	78,30
	3 ACIDO CLORIDRICO / ACIDO MURIATICO, DILUICAO 10% A 12% PARA USO EM LIMPEZA L		CR	15,17
43054	ACO CA-25, 10,0 MM, OU 12,5 MM, OU 16,0 MM, OU 20,0 MM, OU 25,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	9,23
42402	ACO CA-25, 16,0 MM, BARRA DE TRANSFERENCIA	KG	CR	8,82
42403	ACO CA-25, 20,0 MM, BARRA DE TRANSFERENCIA	KG	CR	11,31
42404	ACO CA-25, 25,0 MM, BARRA DE TRANSFERENCIA	KG	CR	11,25
42405	ACO CA-25, 32,0 MM, BARRA DE TRANSFERENCIA	KG	CR	11,98
34341	ACO CA-25, 32,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	10,40
43053	ACO CA-25, 6,3 MM OU 8,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	8,24
43058	ACO CA-50, 10,0 MM, OU 12,5 MM, OU 16,0 MM, OU 20,0 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	CR	8,55
	34 ACO CA-50, 10,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	8,59
43055	ACO CA-50, 12,5 MM OU 16,0 MM, VERGALHAO	KG	C	7,44
43056	ACO CA-50, 20,0 MM OU 25,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	8,58
43057	ACO CA-50, 32,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	9,43
34449	ACO CA-50, 6,3 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	CR	10,08
	32 ACO CA-50, 6,3 MM, VERGALHAO	KG	CR	9,06
	33 ACO CA-50, 8,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	9,11
43061	ACO CA-60, 4,2 MM OU 5,0 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	CR	8,51
43059	ACO CA-60, 4,2 MM, OU 5,0 MM, OU 6,0 MM, OU 7,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	8,13
43062	ACO CA-60, 6,0 MM OU 7,0 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	CR	9,01

Fonte: Caixa Econômica Federal (2022).

Retiraram-se da tabela da SINAPI os valores para cada diâmetro das armaduras de aço. Os valores utilizados estão na Tabela 24.

Tabela 24: Valor das armaduras de aço de acordo com a SINAP.

Classe e Diâmetro (mm)	Preço (R\$/kg)
CA-60 – 5,0	8,13
CA-50 – 6,3	9,06
CA-50 – 8,0	9,11
CA-50 – 10,0	8,59
CA-50 – 12,5	7,44
CA-50 – 16,0	7,44
CA-50 – 20,0	8,58
CA-50 – 25,0	8,58

Fonte: Do autor (2022).

Como o preço das armaduras é feito por diâmetro, foi feita a divisão da quantidade de aço por diâmetro. O resultado está na Tabela 25.

Tabela 25: Quantidade de aço por diâmetro.

Classe e Diâmetro (mm)	NBR 6120: 1980	NBR 6120: 2019
CA-60 – 5,0	5043	4984
CA-50 – 6,3	949	850
CA-50 – 8,0	1464	1529
CA-50 – 10,0	4352	3459
CA-50 – 12,5	5129	5852
CA-50 – 16,0	3906	5959
CA-50 – 20,0	3509	3164
CA-50 – 25,0	460	580

Fonte: Do autor (2022).

Após feita a divisão, calculou-se os valores.

$$\begin{aligned} \text{Preço}_{1980} &= 5043 * 8,13 + 949 * 9,06 + 1464 * 9,11 + 4352 * 8,59 + (5129 + 3906) \\ &\quad * 7,44 + (3509 + 460) * 8,58 \end{aligned}$$

$$\text{Preço}_{1980} = 201592,67 \text{ reais}$$

$$\begin{aligned} \text{Preço}_{2019} &= 4984 * 8,13 + 850 * 9,06 + 1529 * 9,11 + 3459 * 8,59 + (5852 + 5959) \\ &\quad * 7,44 + (3164 + 580) * 8,58 \end{aligned}$$

$$\text{Preço}_{2019} = 211860,28 \text{ reais}$$

A diferença obtida entre os dois projetos foi de R\$ 10267,61, representando 5,09% de acréscimo no valor total do aço na obra realizada a partir da atualização da norma. É uma diferença relativamente pequena, porém ainda causa certo impacto econômico. Como já dito antes, em projetos empregando classes de concreto mais usuais, como C25, a diferença nos preços também seria maior, porém como o concreto esta classe apresenta um custo inferior ao do C40, não poderia não haver um aumento tão significativo na diferença. Também não é possível afirmar o quão maior seria a diferença de preços apenas do aço utilizando o C25. O preço dos vergalhões varia com cada diâmetro, então depende-se muito da espessura das barras para precificar um projeto, e não há como prever quais diâmetros serão empregados antes de o mesmo ser projetado.

Com todos esses fatores, avalia-se um custo benefício interessante ao unir a utilização do concreto C40 à atualização da norma, ou mesmo utilizar a norma para construções que optam por qualquer outra classe de concreto, visto que a norma garante maior conforto e segurança para a edificação sem impactos econômicos exorbitantes.

5 CONCLUSÃO

De acordo com os resultados obtidos com o presente trabalho é possível afirmar que a atualização da NBR 6120, em 2019, causou impacto na execução de projetos de estruturas de concreto armado. O projeto calculado a partir da atualização da norma teve um aumento de 6,31% no consumo total de aço em relação ao calculado utilizando a versão anterior. Porém se comparar de maneira separada os consumos de aço CA-50 e aço CA-60, é possível observar que enquanto o CA-50 tem um aumento de 13,10%, o CA-60 apresenta uma diminuição de 0,30%.

O aumento no consumo de aço no projeto que utilizou a NBR 6120 de 2019 representa um aumento de 5,09% no valor monetário a ser investido na obra, de acordo com o valor de vergalhões de aço CA-50 e CA-60 da tabela SINAPI. Porém, representaria um valor muito pouco relevante se comparado com o valor total da obra.

Mesmo adotando um concreto C40, que possui resistência maior do que o usual, houve um aumento significativo na quantidade de aço do projeto feito com base na atualização em relação à versão de 1980 da mesma norma. Apesar da grande ocorrência de taxas mínimas de armadura, por conta da alta resistência do concreto, houve regiões da edificação, como a laje do poço do elevador, onde a atualização se demonstrou necessária, pois com a consideração das novas cargas a taxa de armadura aumentou consideravelmente. Se uma classe de concreto mais usual, como a C25, fosse selecionada para esta obra, poderia haver uma diferença ainda mais significativa.

A atualização da NBR 6120, em aspectos econômicos, traz um pequeno acréscimo no gasto com aço nos projetos de edificações de concreto armado. Entretanto, a versão atualizada da norma também gera maior segurança em relação à versão de 1980, pois ela estabelece o uso de cargas que antes muitas vezes eram negligenciadas. A utilização destas cargas no dimensionamento de edificações proporciona o cálculo mais preciso dos carregamentos totais solicitantes na estrutura, gerando o aumento de material necessário para impedir futuros problemas estruturais e garantir o conforto do usuário. Foi considerado vantajoso o uso da versão de 2019 da norma nesta obra, e também em qualquer projeto de concreto armado, pois a diferença de preços é muito pouco impactante, ainda mais se for considerado o valor total da obra. O custo benefício é bom, pois mesmo havendo um gasto um pouco maior, a estrutura dificilmente irá apresentar mais problemas, uma vez que a quantidade a mais de aço vai resistir a esforços solicitantes devido aos carregamentos previstos na atualização da norma.

6 REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v. 1.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v. 2.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v. 4.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- BASTOS, P. S. S. **Disciplina: 1288** – Notas de Aula – Fundamentos do Concreto Armado. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2006.
- BASTOS, P. S. S. **2117 - Estruturas de Concreto I** - Lajes de Concreto. Universidade Estadual Paulista, Bauru 2021.
- BRUN, T. **Comparação entre Lajes Maciças e Nervuradas**: Análise Econômica. 98 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Caxias do Sul. Bento Gonçalves, 2018.
- CAIXA. Referências de Preços e Custos. **Caixa Econômica Federal**, 2020. Documento Eletrônico. Disponível em: <<https://www.caixa.gov.br/poder-publico/modernizacao-gestao/sinapi/referencias-precosinsumos/Paginas/default.aspx>>. Acesso em: 2022.
- CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: PINI, 2009.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo a NBR 6118:2003**. 3. ed. São Carlos: ed. EDUFSCAR, 2012.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo a NBR 6118: 2014**. 4 ed. 2ª reimpressão: ed. EDUFSCAR, 2016.
- CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado**: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 3ª ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Brasília: Ed. UnB, 2016.

CONSTRUPOR – Bloco de Concreto Celular Autoclavado. Documento Eletrônico. Disponível em < https://www.aecweb.com.br/cls/catalogos/construpor/construpor_catalogo.pdf>. Acesso em 20 abr. 2022.

CYPE INGENIEROS. **CYPECAD: MEMÓRIA DE CÁLCULO – MANUAL DO UTILIZADOR**. Top-Infomática (trad). CYPECAD. Braga. 2021.

DONIN, C. **Análise Numérica De Lajes Nervuradas Por Meio Do Método Dos Elementos Finitos**. 137 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2007.

ELIANE – Produtos – Forma Branco AC. Documento Eletrônico. Disponível em < <https://www.eliane.com/produtos/forma-branco-ac-30x40-sc-8039383>>. Acesso em 20 abr. 2022.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados**. São Paulo: Pini 2008.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto – Fundamentos do projeto estrutural**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Universidade de São Paulo, 1976.

GOMES, H. M.; DONIN, C. **Curso de Introdução ao uso de Software de Elementos Finitos para Análise Estrutural Elástica Linear**. Apostila, Departamento de Estruturas e Construção Civil, CT, UFSM, Santa Maria, 2002

MEDEIROS, D. M.; SOUZA, E. V. **Desevolvimento e Análise de Um Projeto Estrutural no Software Eberick**. 169 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Sul de Santa Catarina. Palhoça, 2017.

MULTIPLUS – Serviços Técnicos. Documento Eletrônico. Disponível em <<https://multiplus.com/>>. Acesso em 18 abr. 2022.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Paulo, 2007.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Lajes maciças**. 2003. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Paulo, 2003.

ROSSATTO, B. M. **Estudo comparativo de uma edificação em estrutura metálica/concreto armado: Estudo de caso**. 90 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2015.

SCHWETZ, P. F. **Análise Numérico-Experimental de Lajes Nervuradas Sujeitas a Cargas Estáticas de Serviço**. 214 p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011

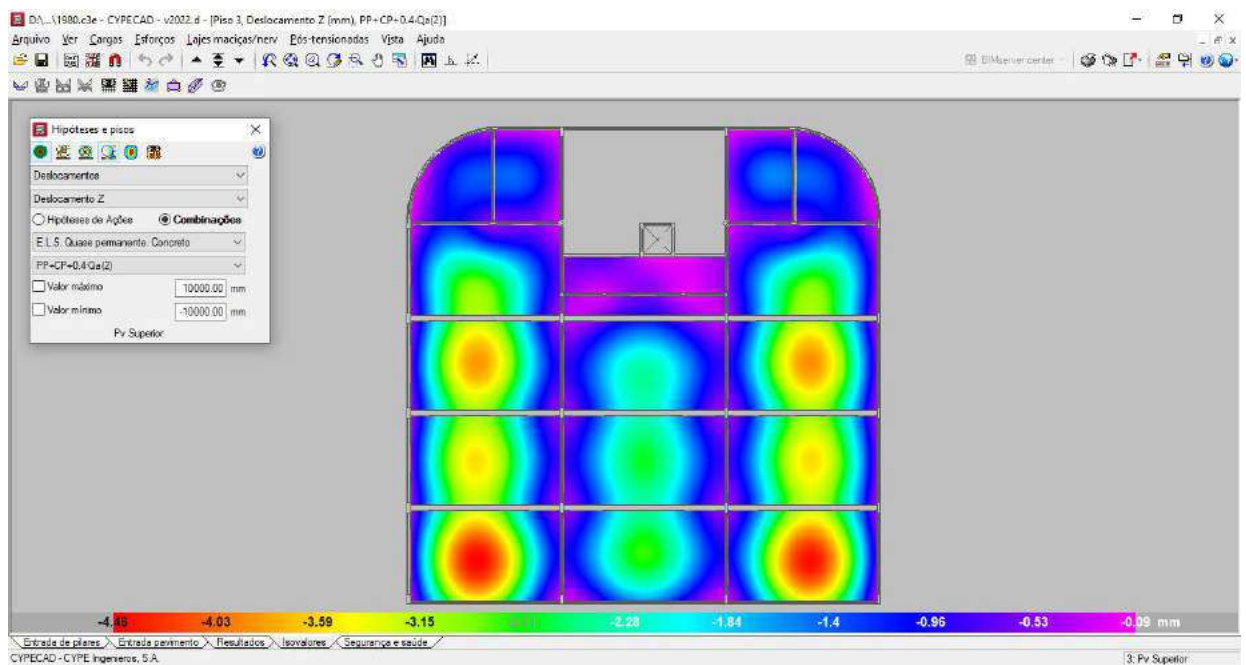
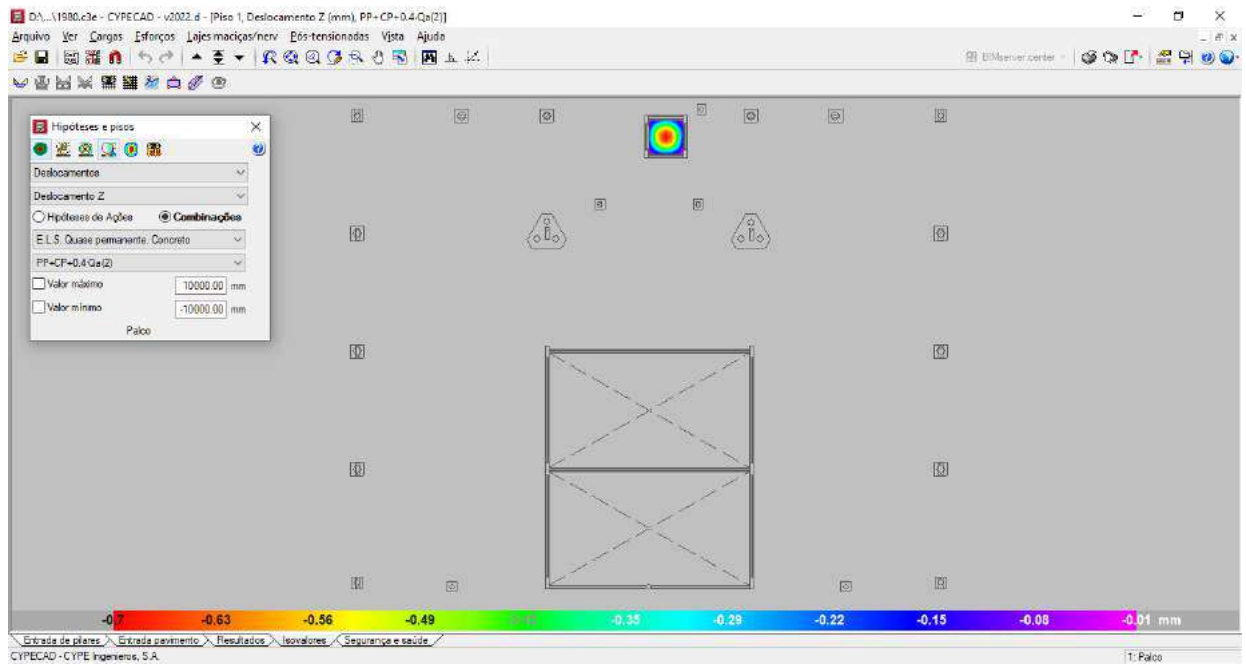
SIPLAC – Forros, Divisórias, Gesso Drywall – Catálogo de Produtos. Documento Eletrônico. Disponível em < <http://www.siplac.com.br/catalogo/catalogo.html>>. Acesso em 20 abr. 2022.

SOUZA, V. C. M.; CUNHA, A. J. P. **Lajes em Concreto Armado e Protendido**. 2. Ed. Rio de Janeiro: UERJ, 1998.

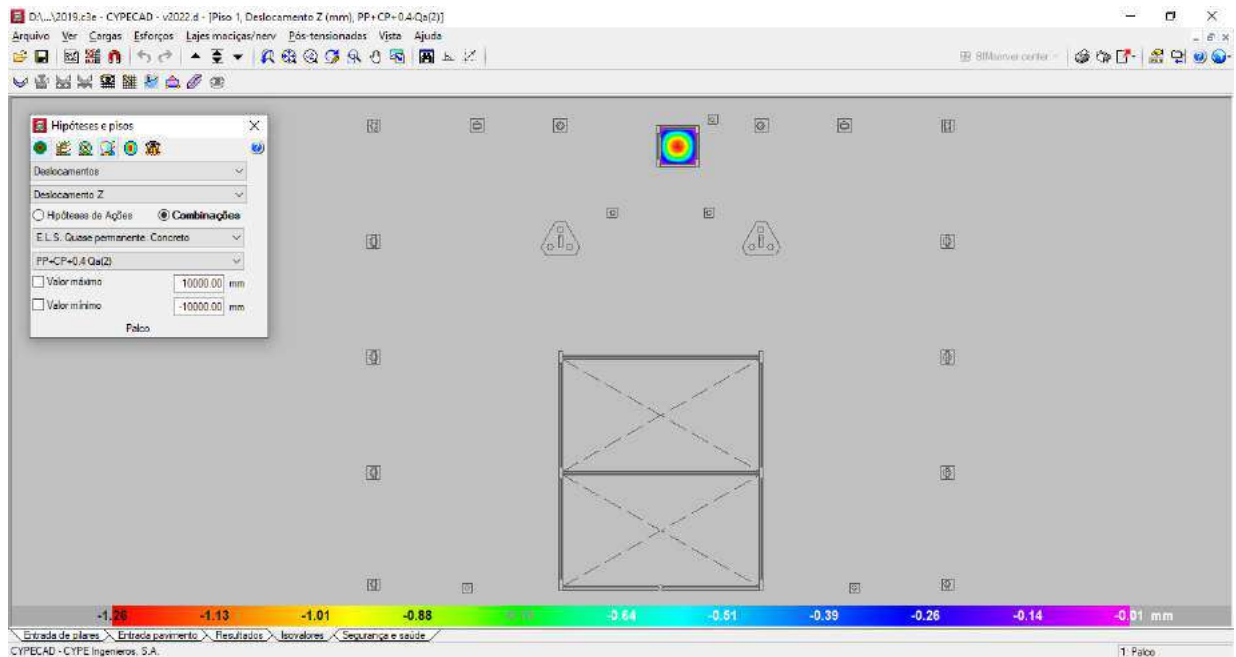
SOUZA, W. H. **Comparação de Custos de Diferentes Sistemas Estruturais de um Pavimento de Lajes e Análise Estrutural de Lajes Maciças com a Utilização de Dois Softwares Comerciais**. 100 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Lavras. Lavras, 2019.

VERGUTZ, J. A.; CUSTÓDIO, R. **Análise Comparativa de Resultados Obtidos em Softwares de Dimensionamento de Estruturas em Concreto**. 261 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2010.

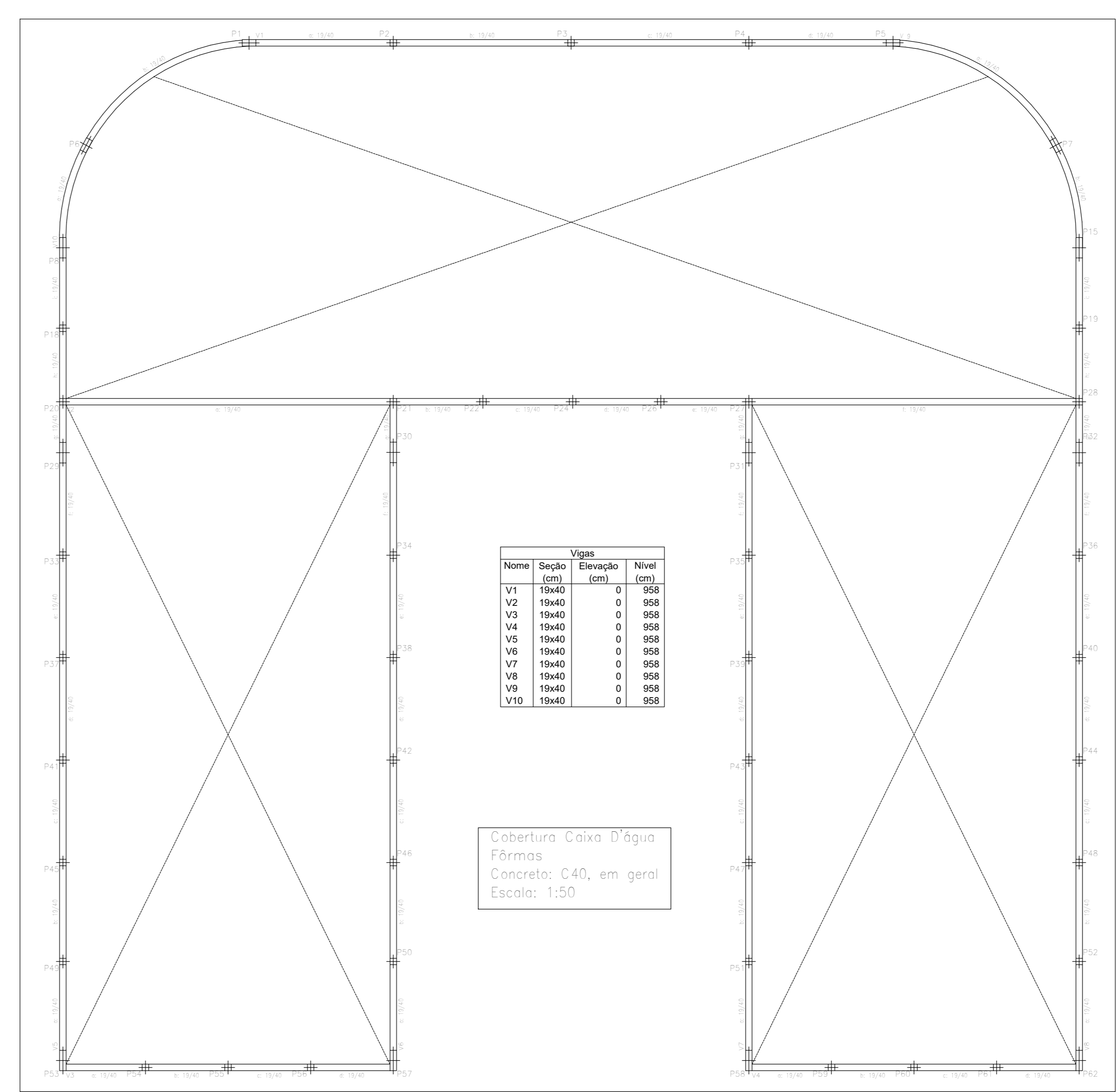
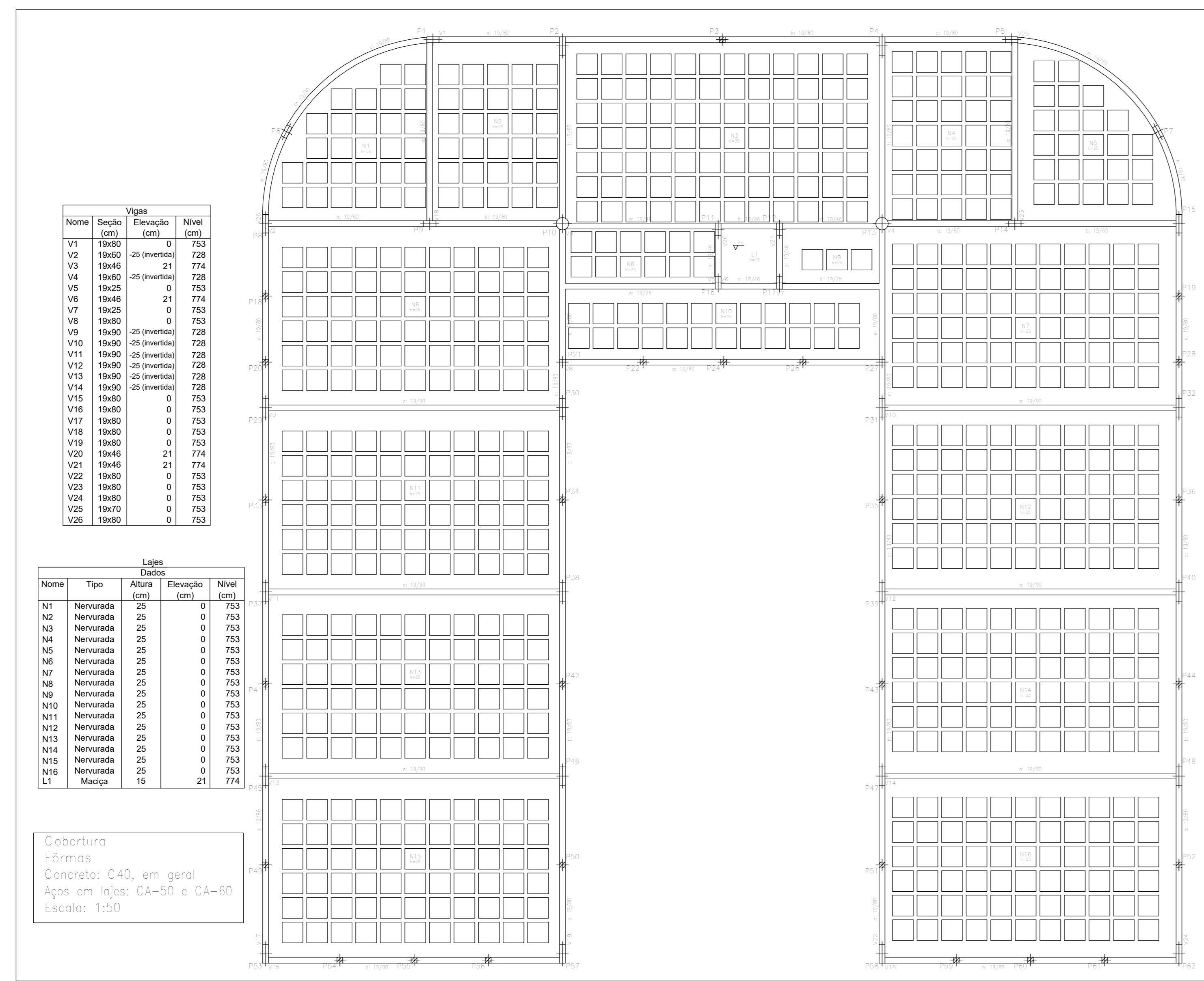
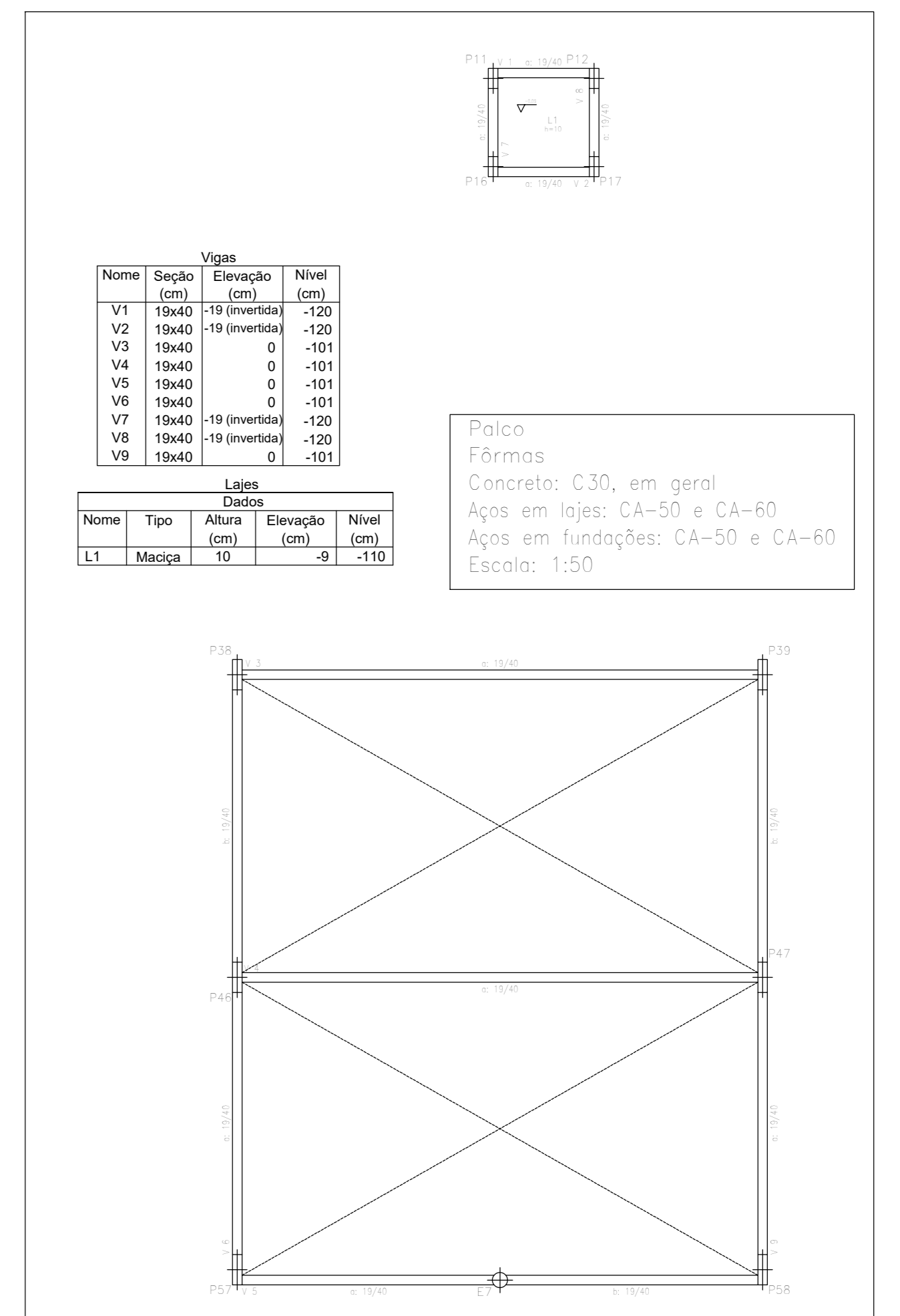
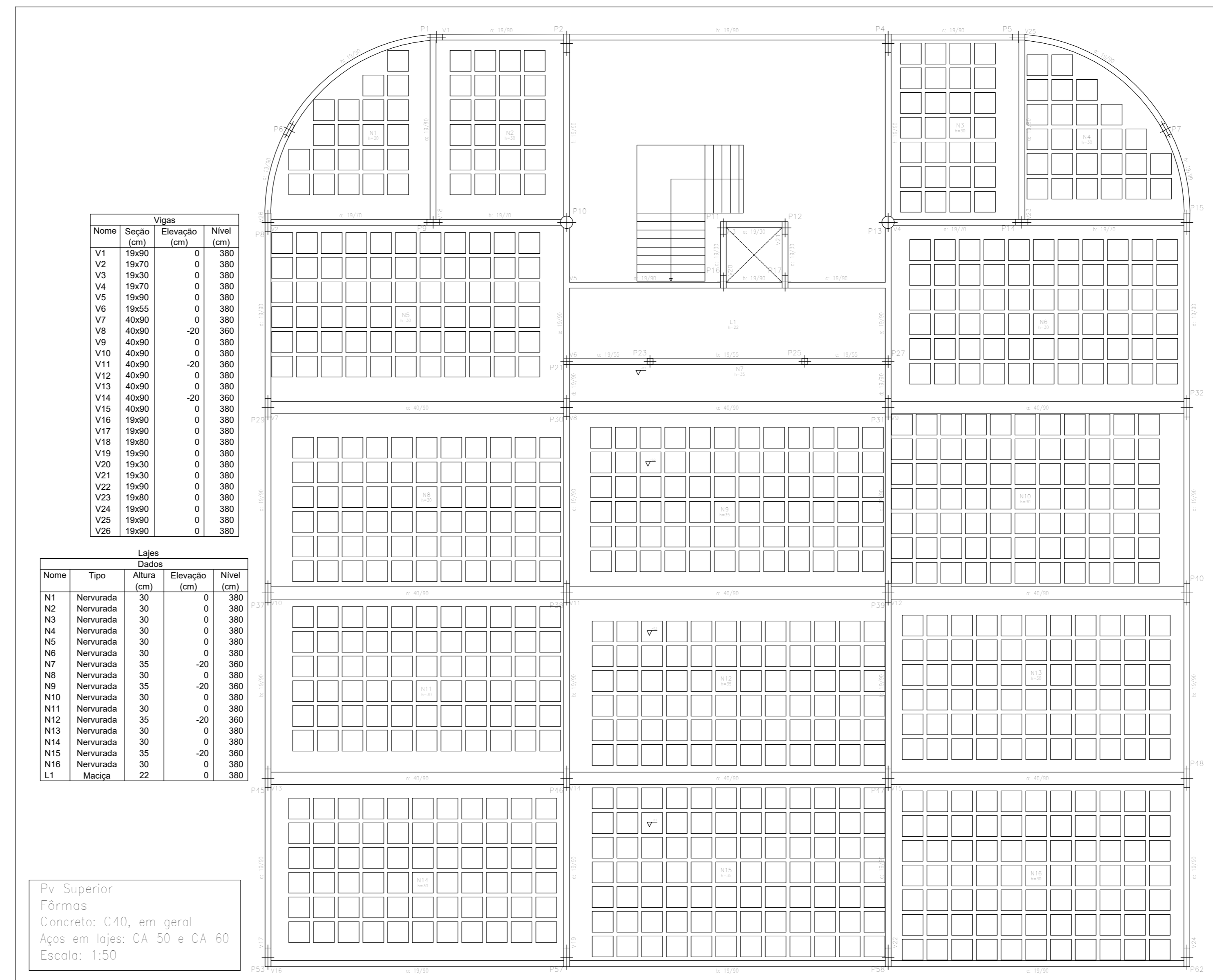
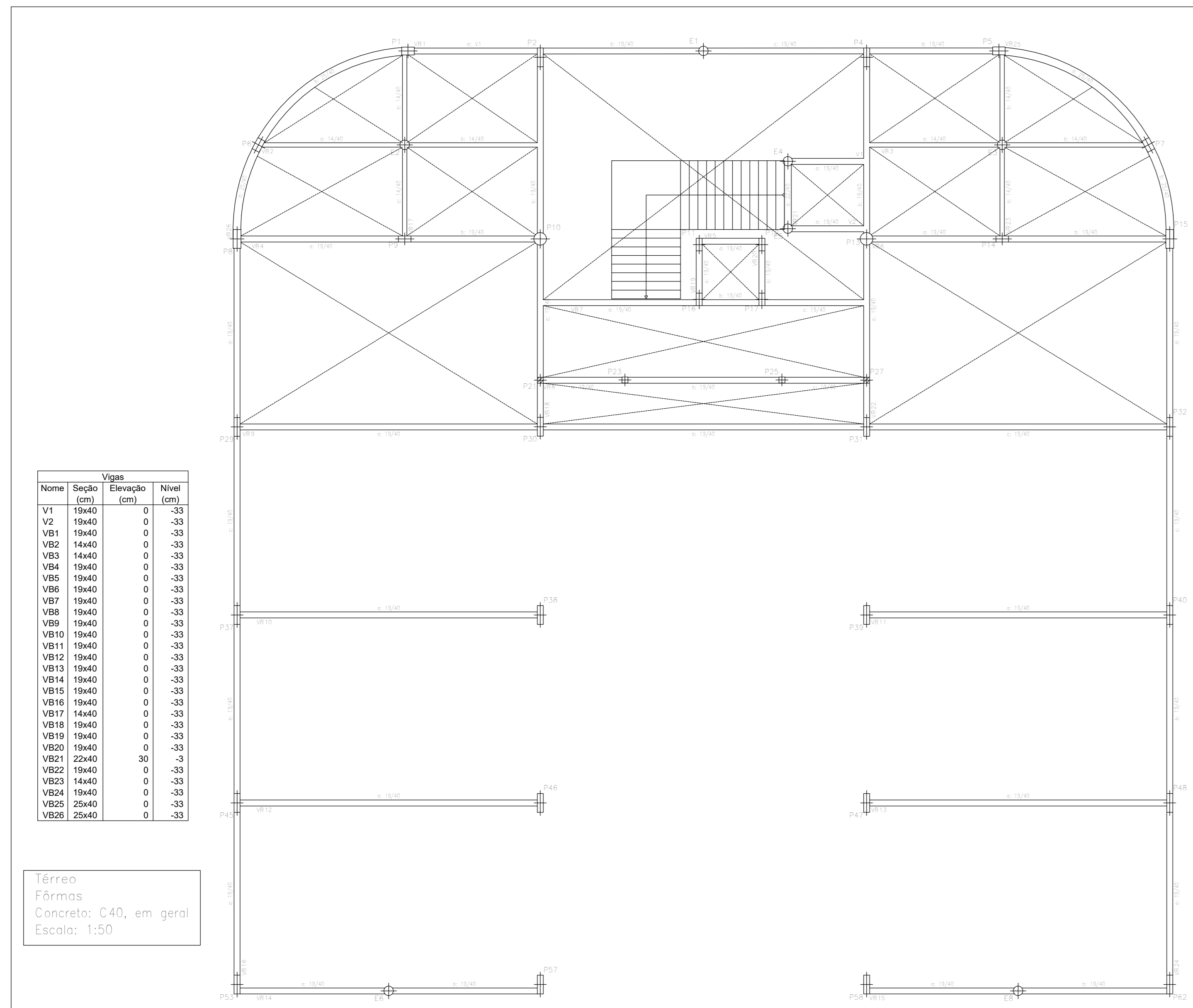
APÊNDICE A – Deslocamento nas lajes do Pavimento Palco e do Pavimento do Superior do Projeto Utilizando a NBR 6120:1980



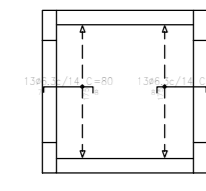
APÊNDICE B – Deslocamento nas lajes do Pavimento Palco e do Pavimento do Superior do Projeto Utilizando a NBR 6120:2019



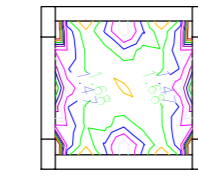
APÊNDICE C – Plantas de Fôrma da Edificação



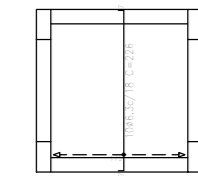
**APÊNDICE D – Disposição das armaduras das lajes, taxas de
armadura nas lajes e cargas da edificação para o projeto feito com
a NBR 6120:1980**



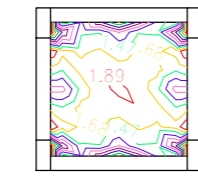
Placa, Taxas de Armadura: inferior, direção X (cm²/m)



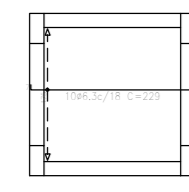
Placa
Armadura longitudinal inferior
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Aços em fundações: CA-50 e CA-60



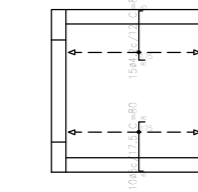
Placa, Taxas de Armadura: inferior, direção Y (cm²/m)



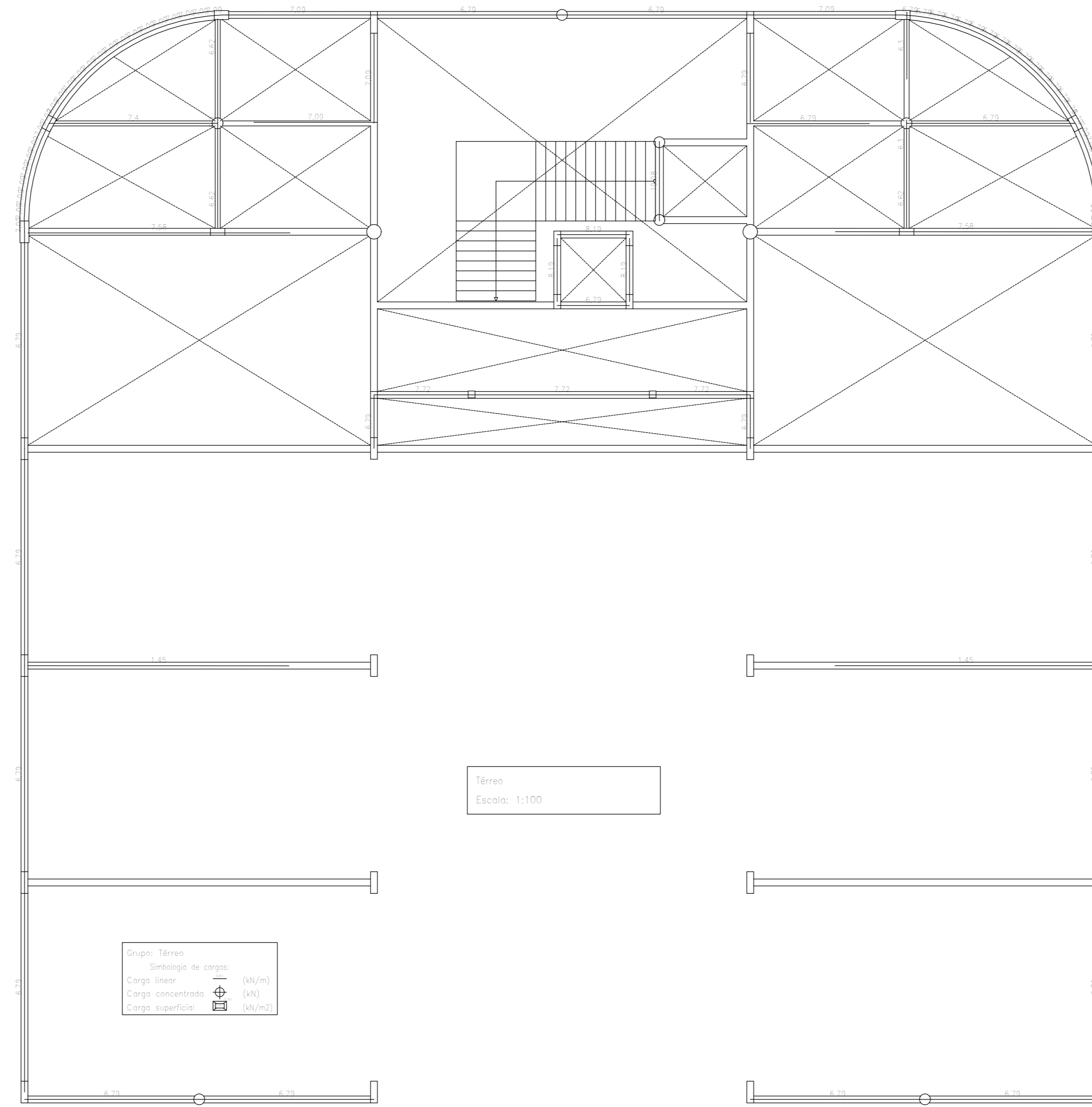
Placa
Armadura transversal inferior
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Aços em fundações: CA-50 e CA-60



Placa
Armadura longitudinal superior
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Aços em fundações: CA-50 e CA-60



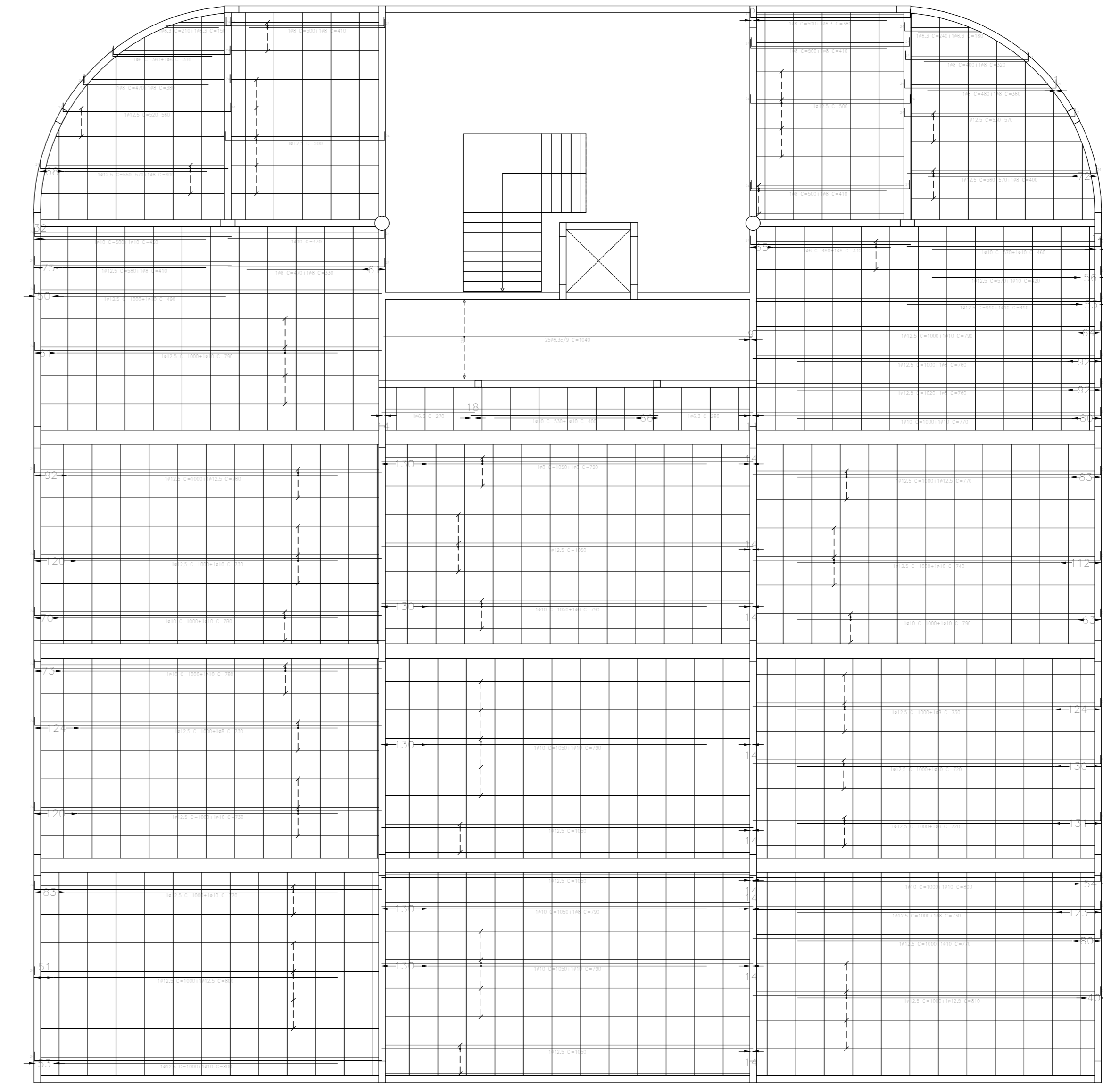
Placa
Armadura transversal superior
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Aços em fundações: CA-50 e CA-60



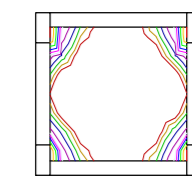
Placa
Escala: 1:100

Diagrama Placa
Sintetiza de cargas
Carga linear (kN/m)
Carga concentrada (kN)
Carga superficial (kN/m²)

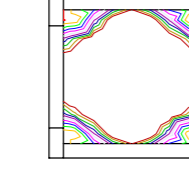
Cargas permanentes



Pv Superior
Armadura longitudinal inferior
Concreto: C40, em geral
Aços em lajes: CA-50 e CA-60



Placa, Taxas de Armadura: Superior, direção X (cm²/m)



Placa, Taxas de Armadura: Superior, direção Y (cm²/m)

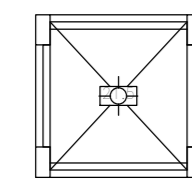


Diagrama Placa
Sintetiza de cargas
Carga linear (kN/m)
Carga concentrada (kN)
Carga superficial (kN/m²)

Placa
Escala: 1:100

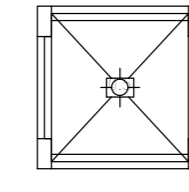
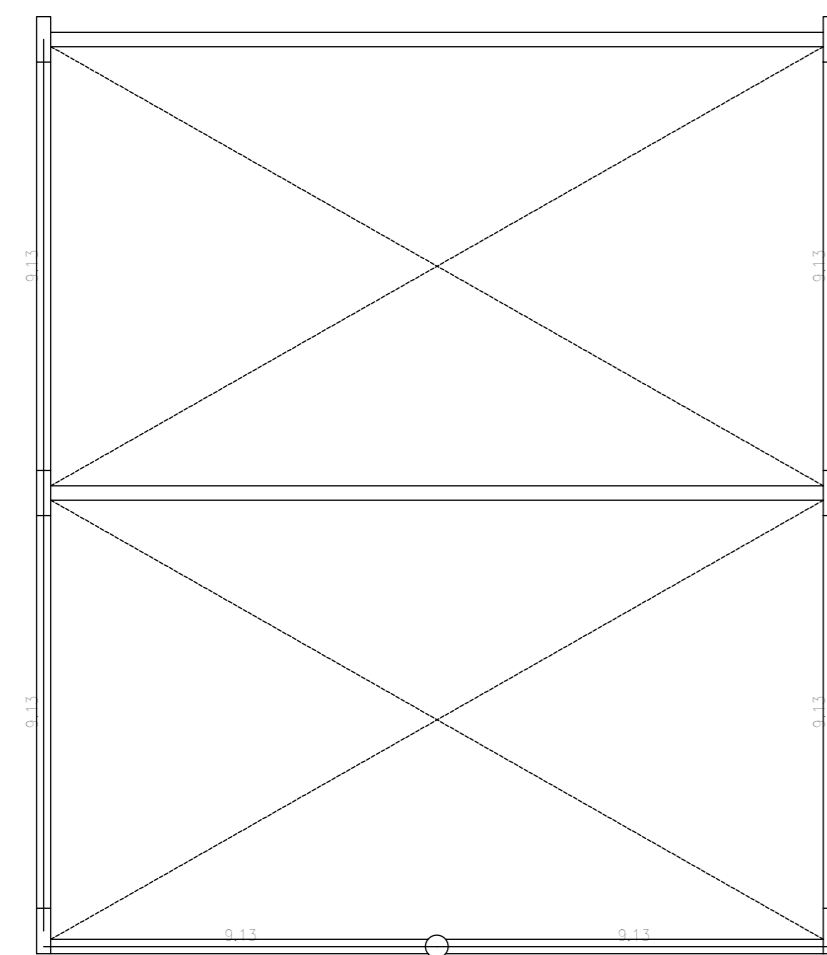
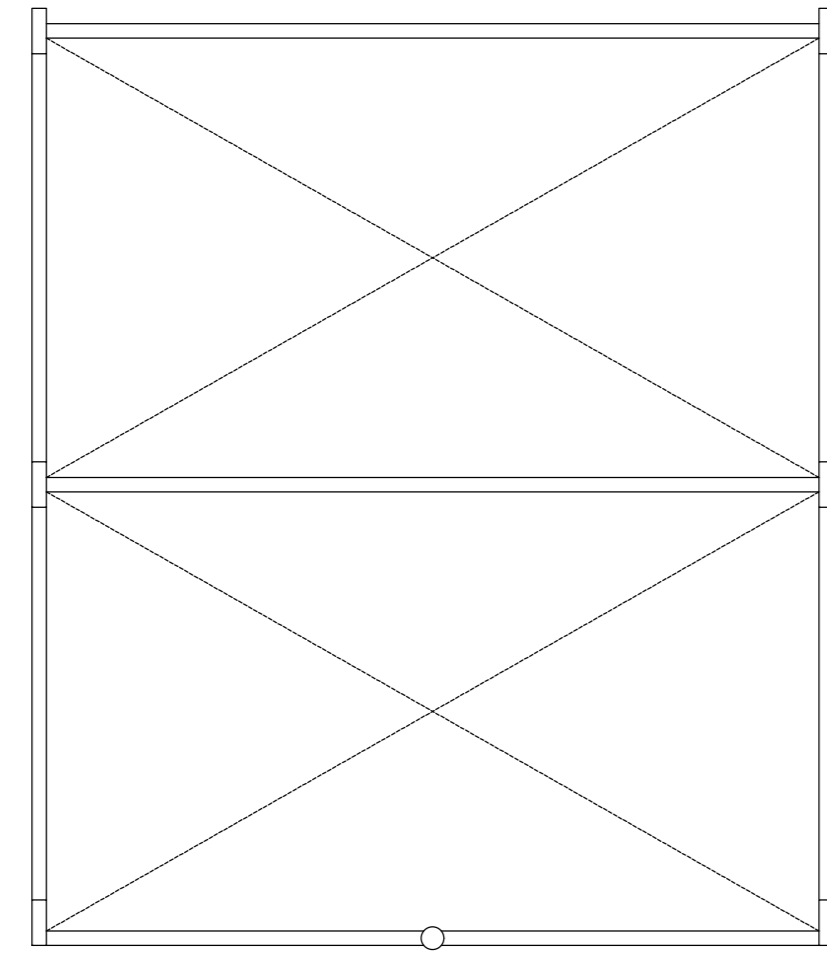


Diagrama Placa
Sintetiza de cargas
Carga linear (kN/m)
Carga concentrada (kN)
Carga superficial (kN/m²)

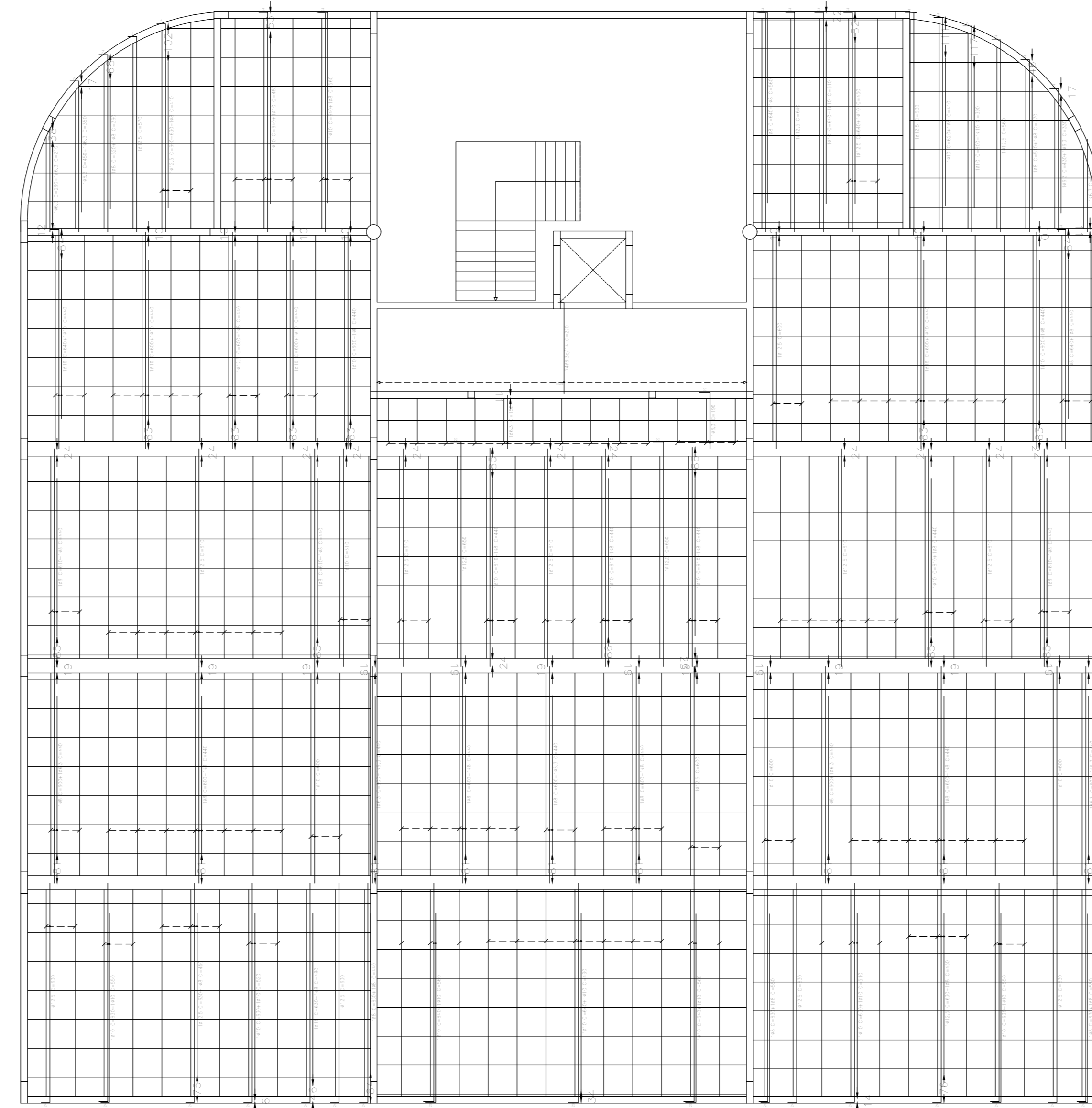
Placa
Escala: 1:100



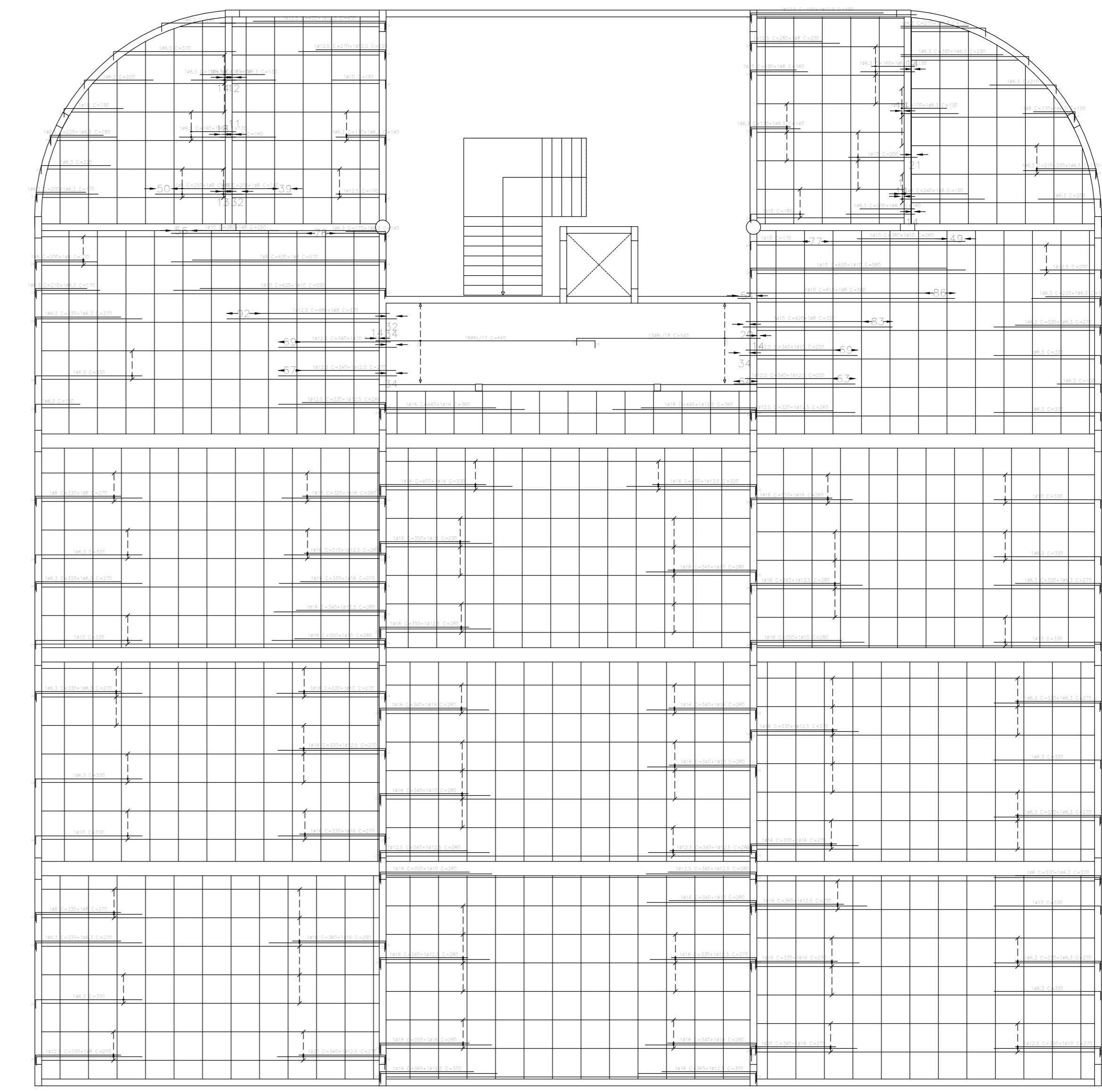
Cargas permanentes



Sobrecarga (Usa 2)



Pv Superior
Armadura transversal inferior
Concreto: C40, em geral
Aços em lajes: CA-50 e CA-60



Pv Superior
Armadura longitudinal superior
Concreto: C40, em geral
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Escala: 1:50

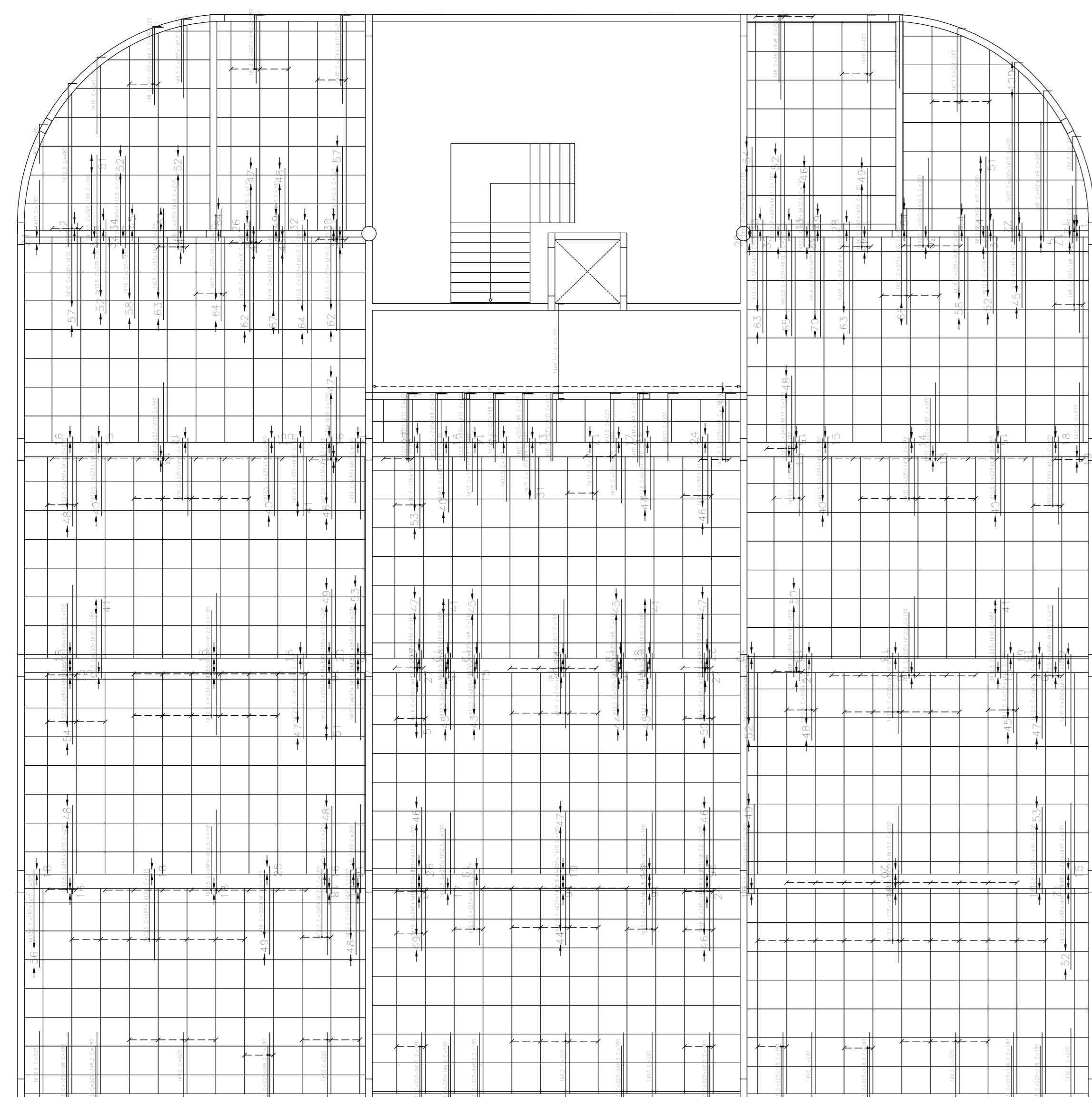


UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

CONTEUDO:
ARMADURAS NAS LAJES E CARGAS DA EDIFICAÇÃO

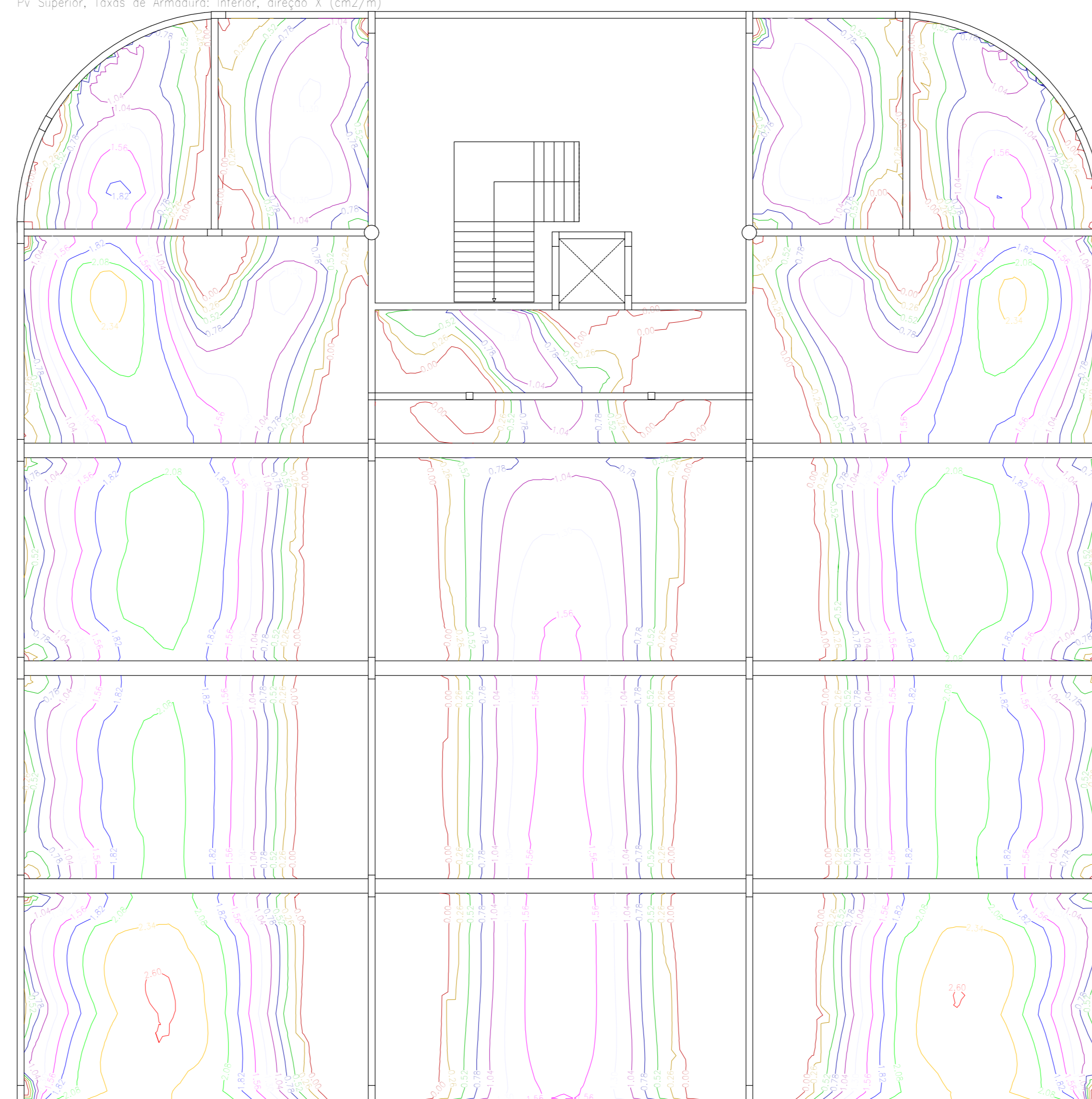
AUTOR DO PROJETO:
BRENO SILVA CHAGAS

ESCALA:
1/100

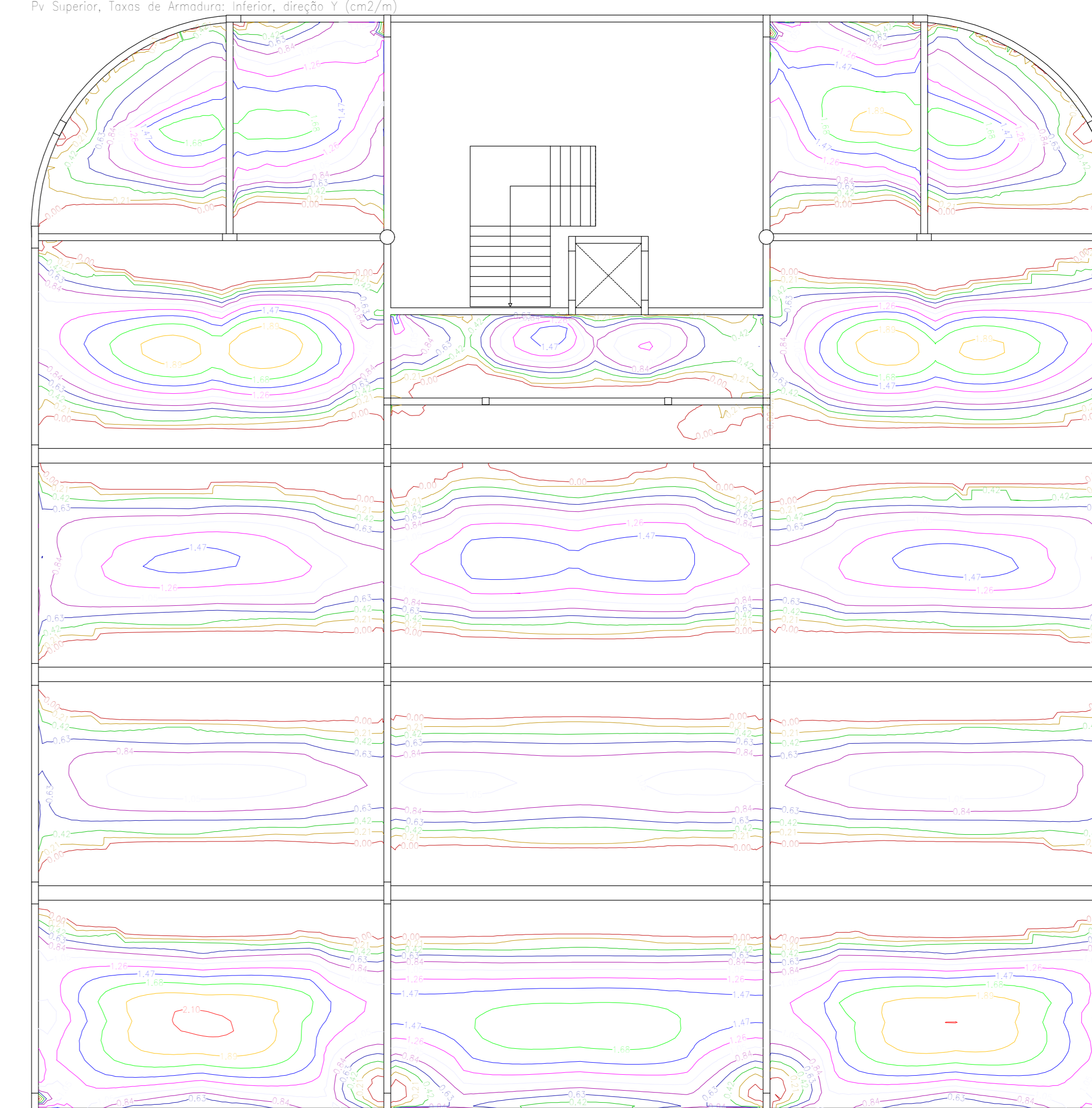


Pv Superior
 Armadura transversal superior
 Concreto: C40, em geral
 Aço em lajes: CA-50 e CA-60
 Escala: 1:50

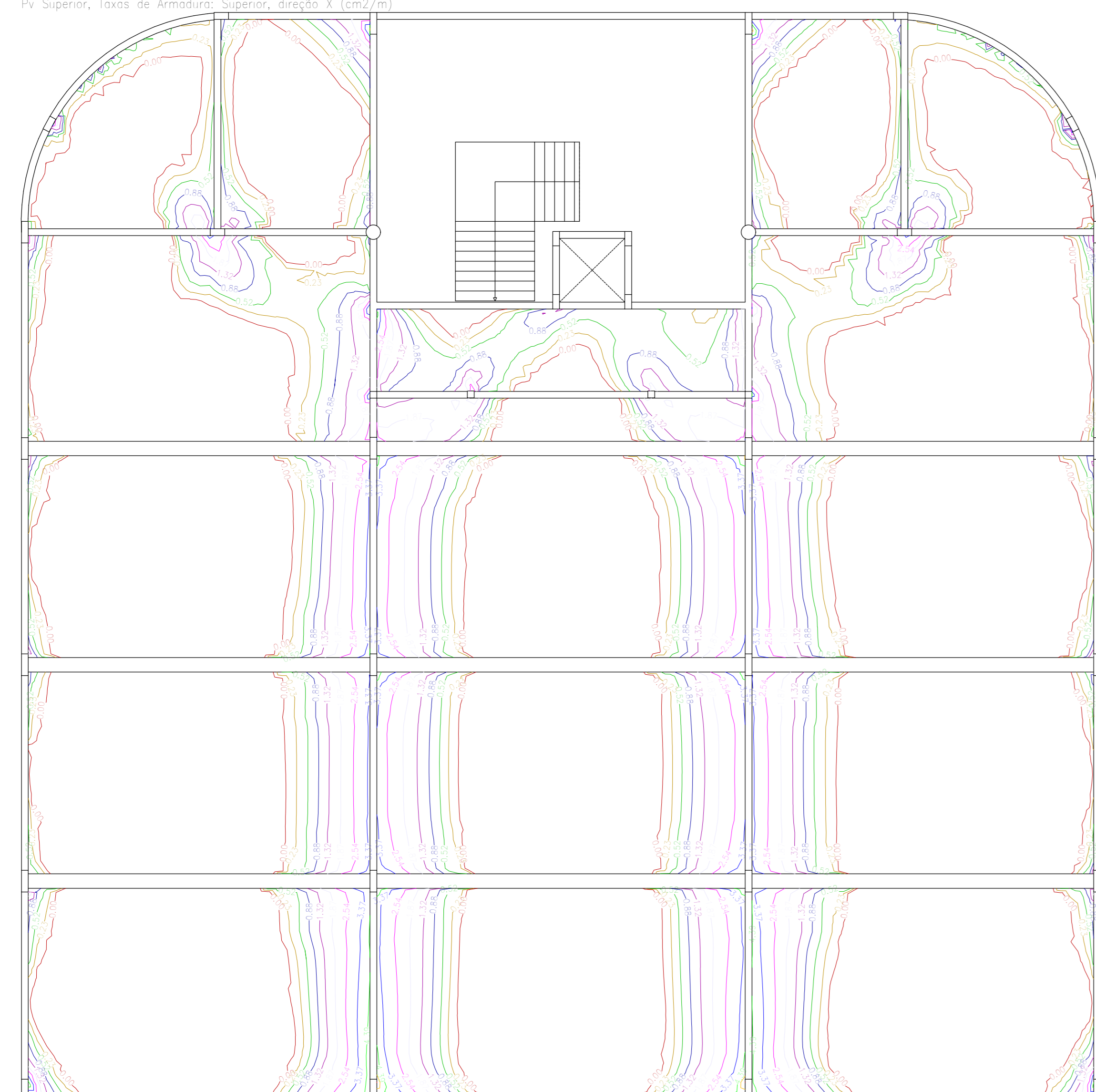
Pv Superior, Taxas de Armadura inferior, direção X (cm²/m)



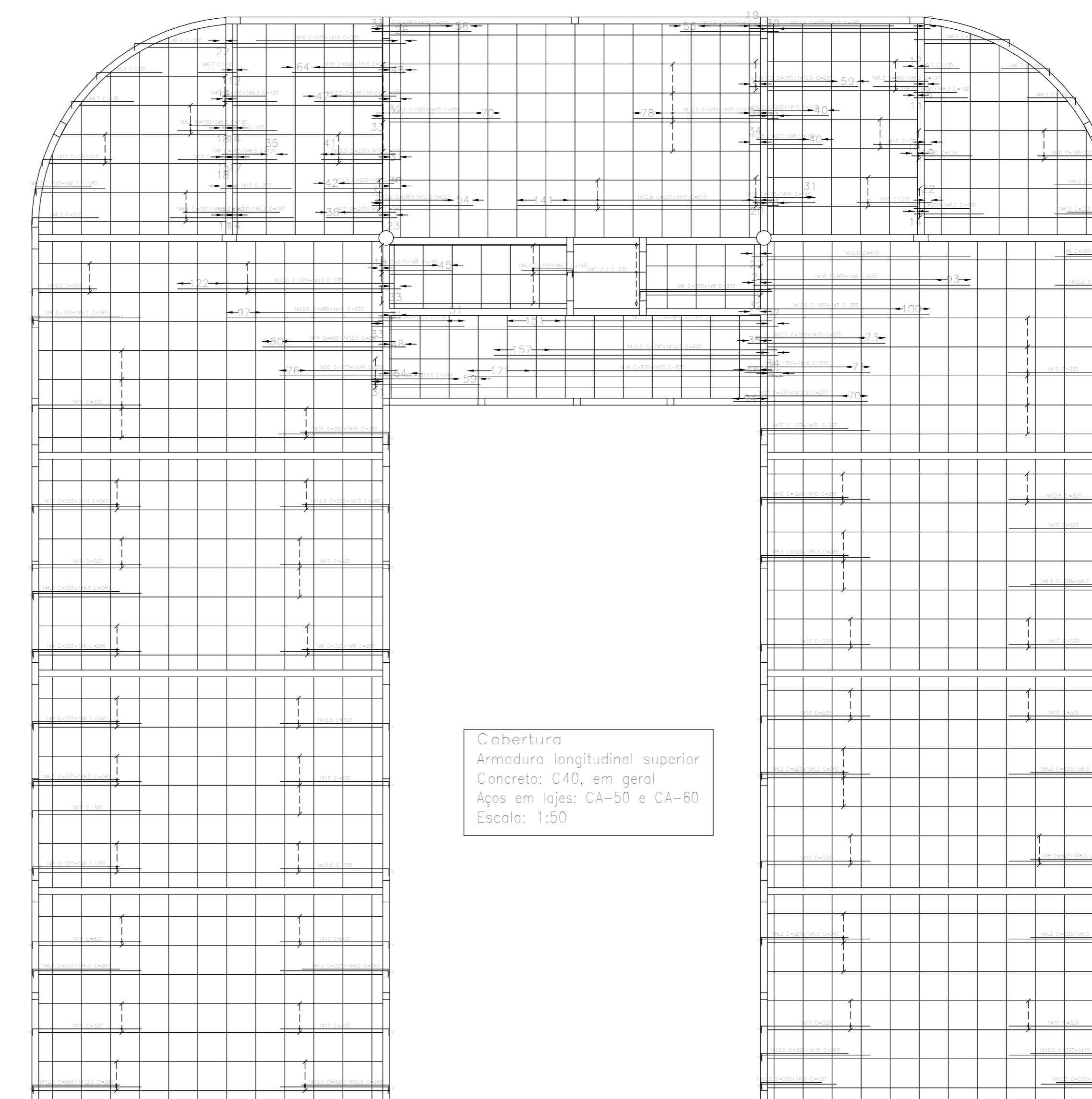
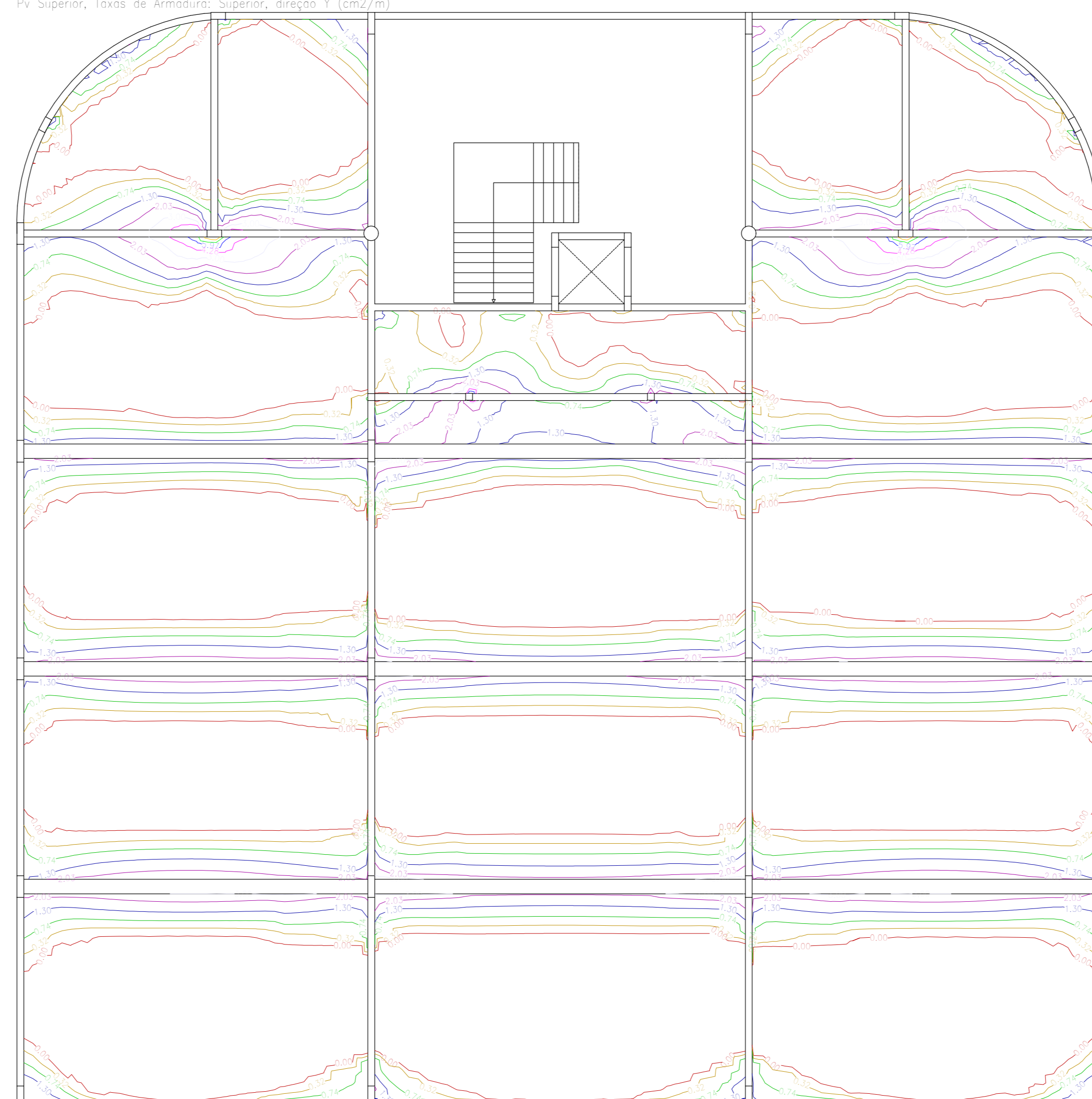
Pv Superior, Taxas de Armadura inferior, direção Y (cm²/m)



Pv Superior, Taxas de Armadura Superior, direção X (cm²/m)



Pv Superior, Taxas de Armadura Superior, direção Y (cm²/m)



Cobertura
 Armadura longitudinal superior
 Concreto: C40, em geral
 Aço em lajes: CA-50 e CA-60
 Escala: 1:50



UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

CONTEUDO:

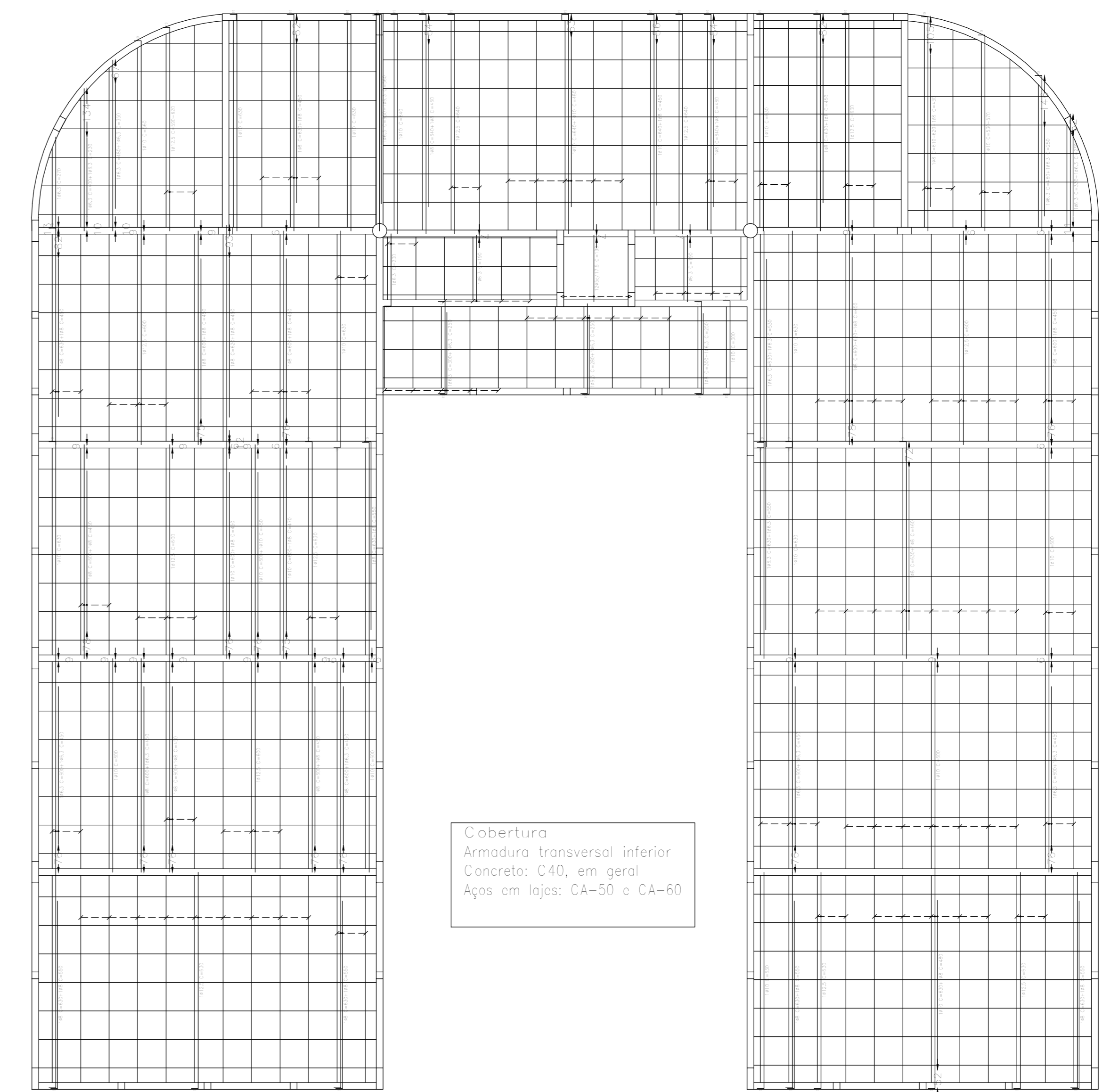
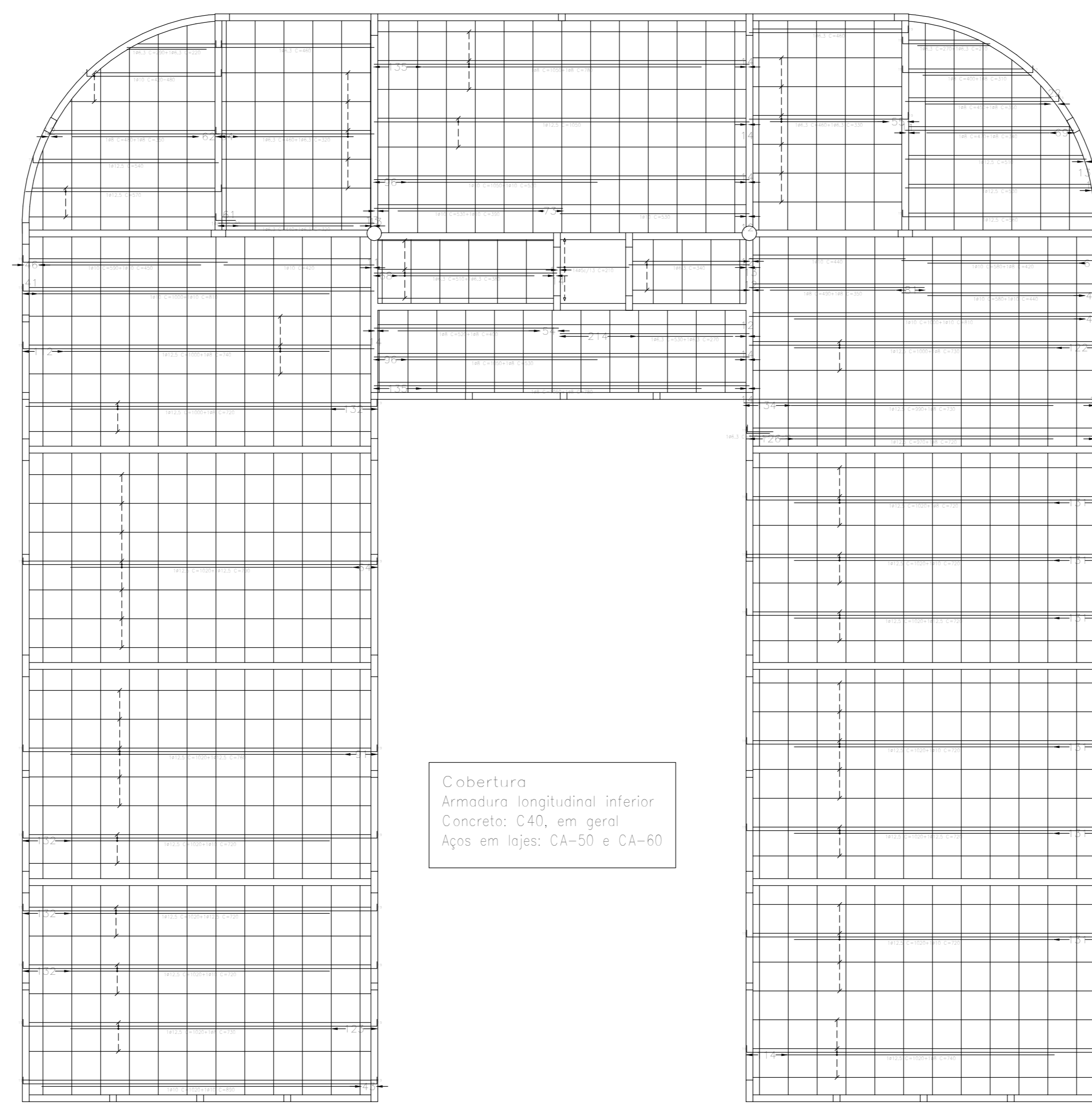
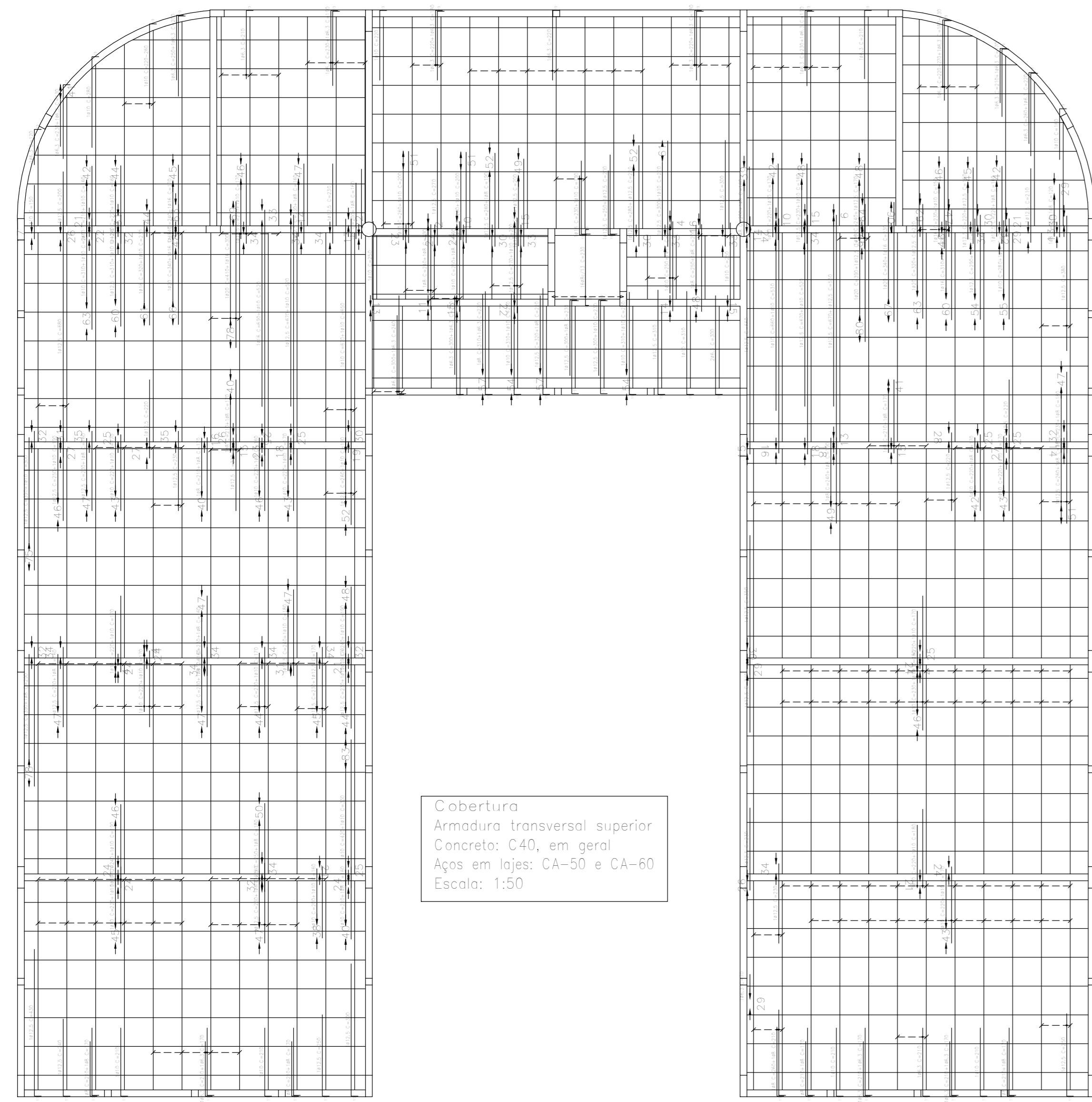
ARMADURAS NAS LAJES E CARGAS DA EDIFICAÇÃO

AUTOR DO PROJETO:

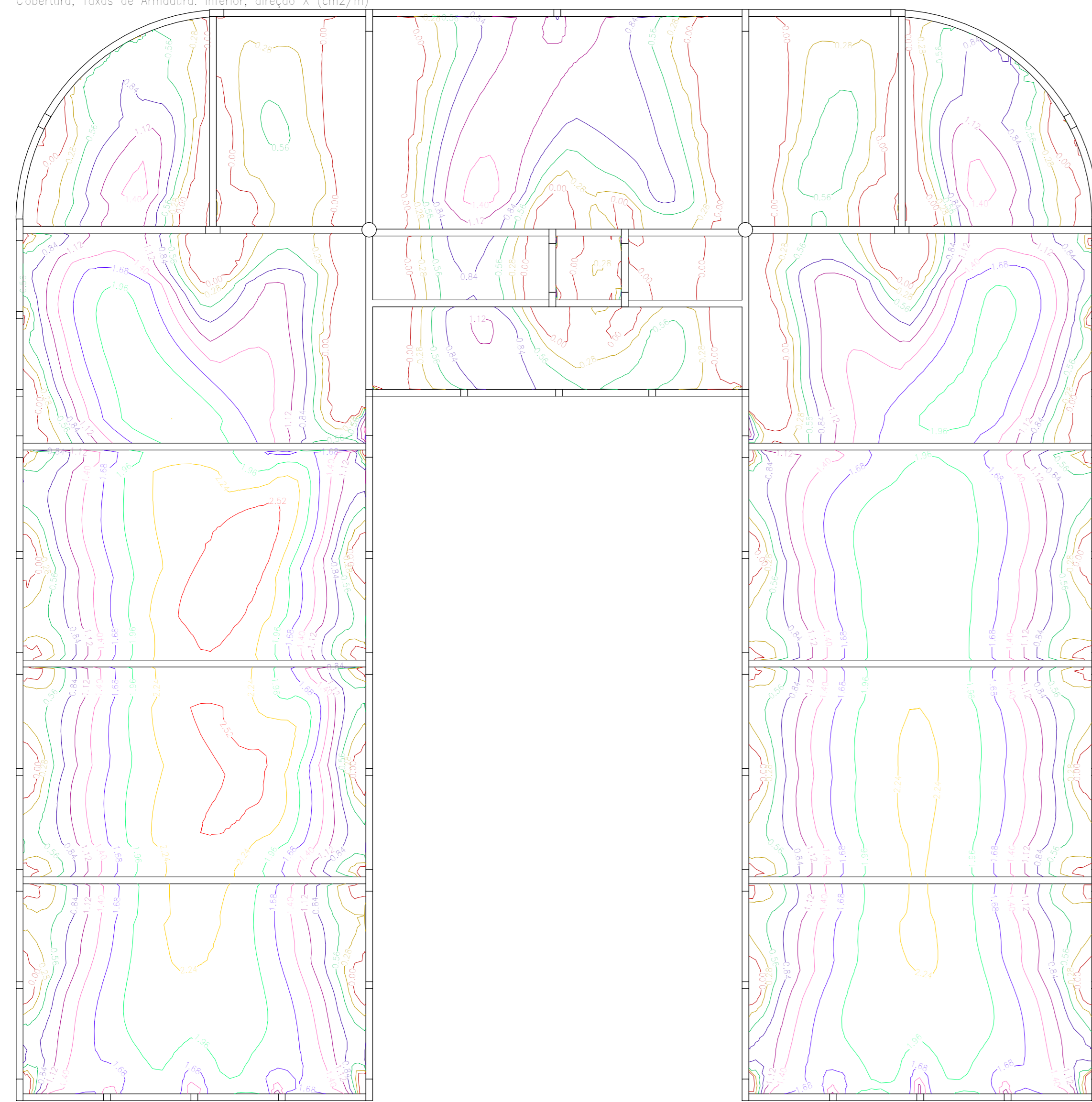
BRENO SILVA CHAGAS

ESCALA:

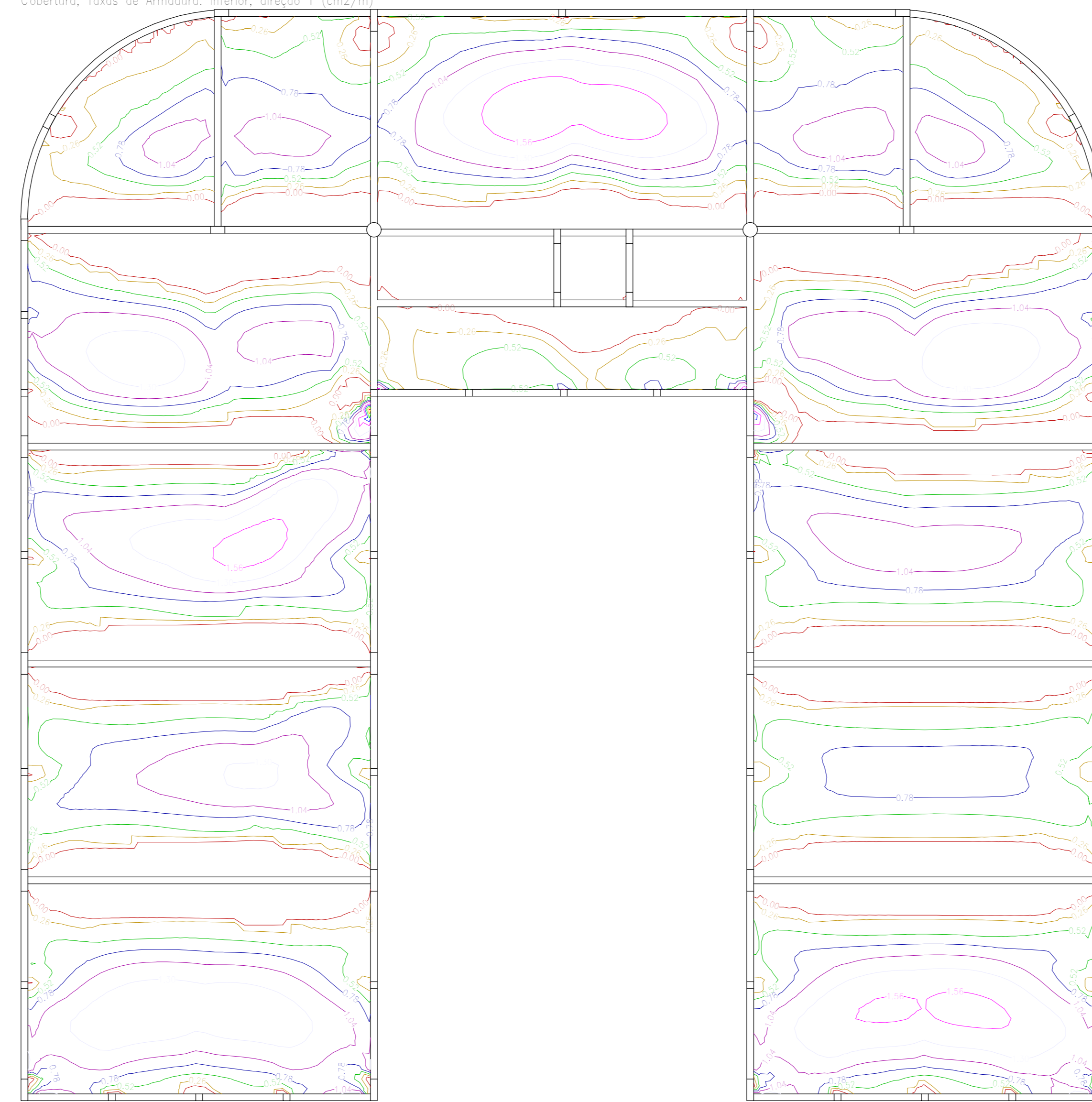
1/100



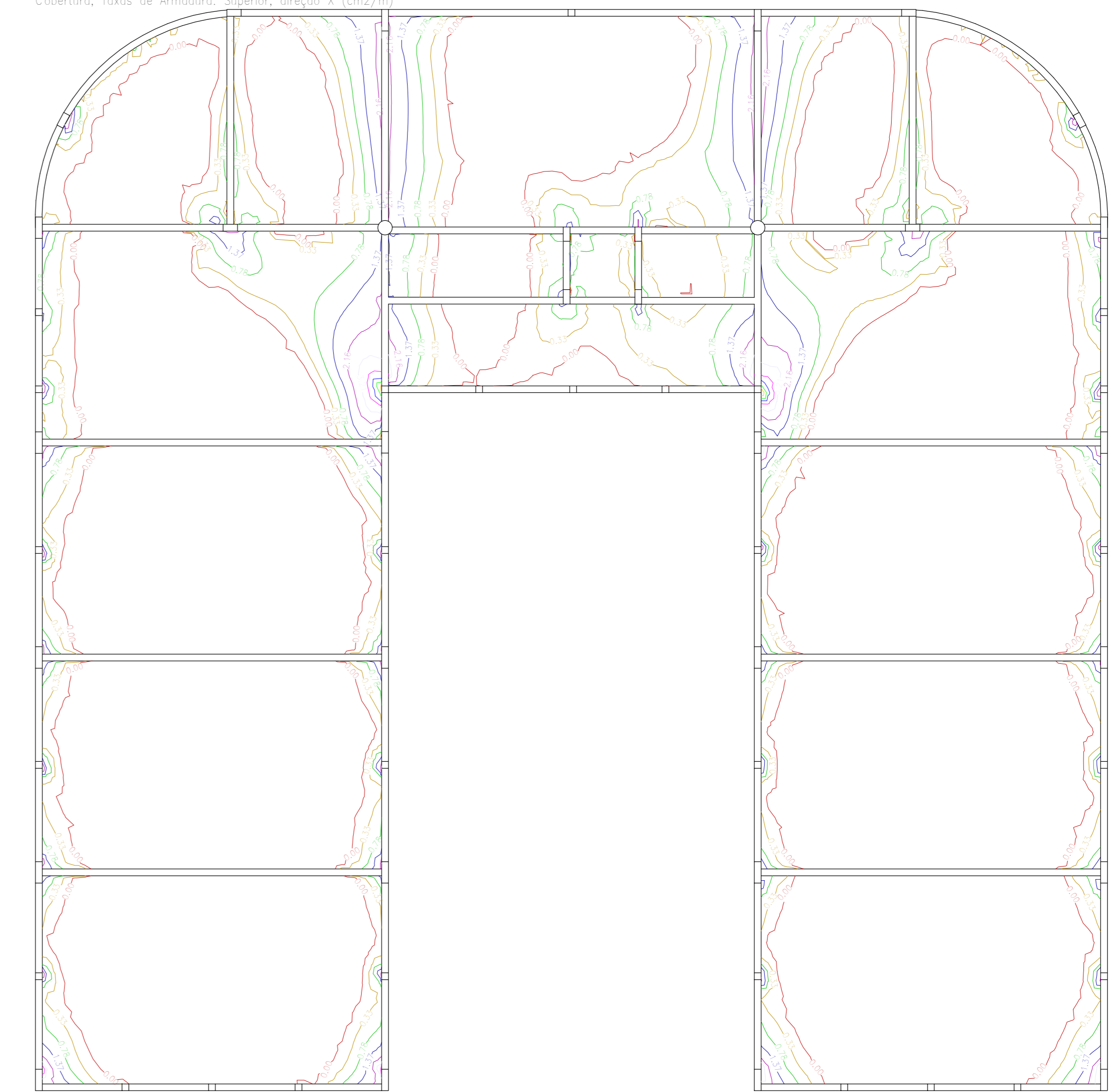
Cobertura, Taxas de Armadura inferior, direção X (cm²/m)



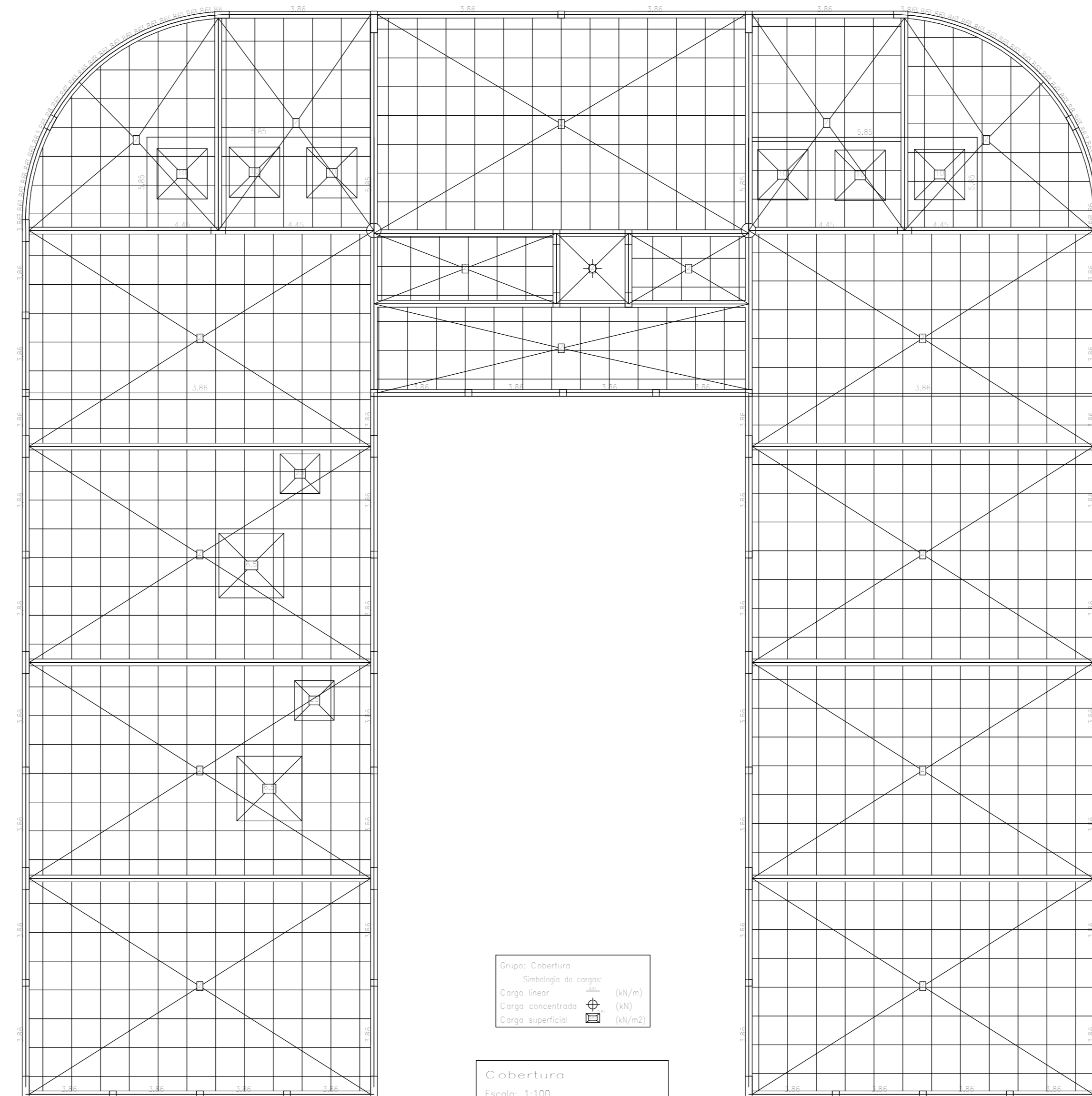
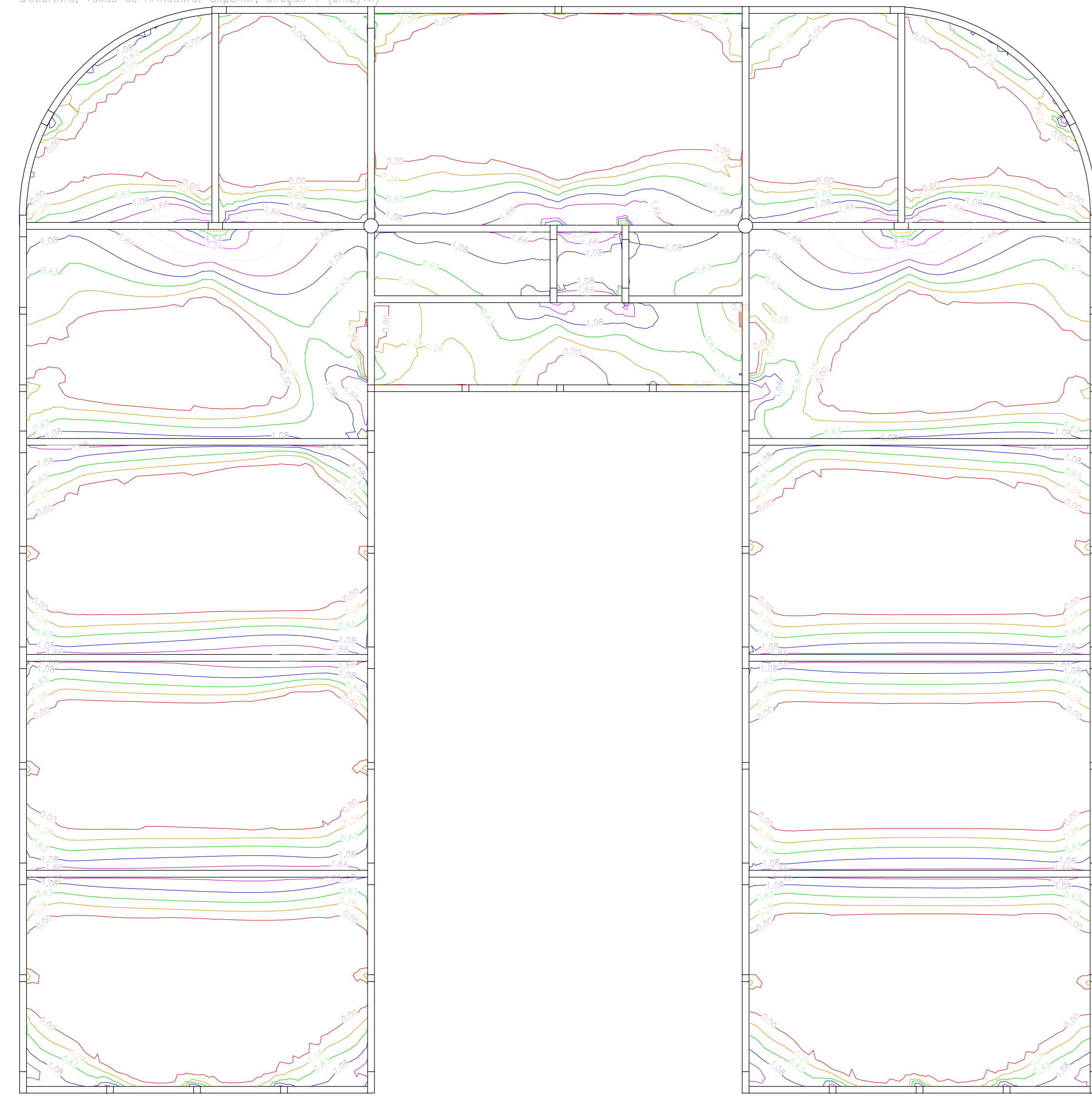
Cobertura, Taxas de Armadura inferior, direção Y (cm²/m)



Cobertura, Taxas de Armadura superior, direção X (cm²/m)

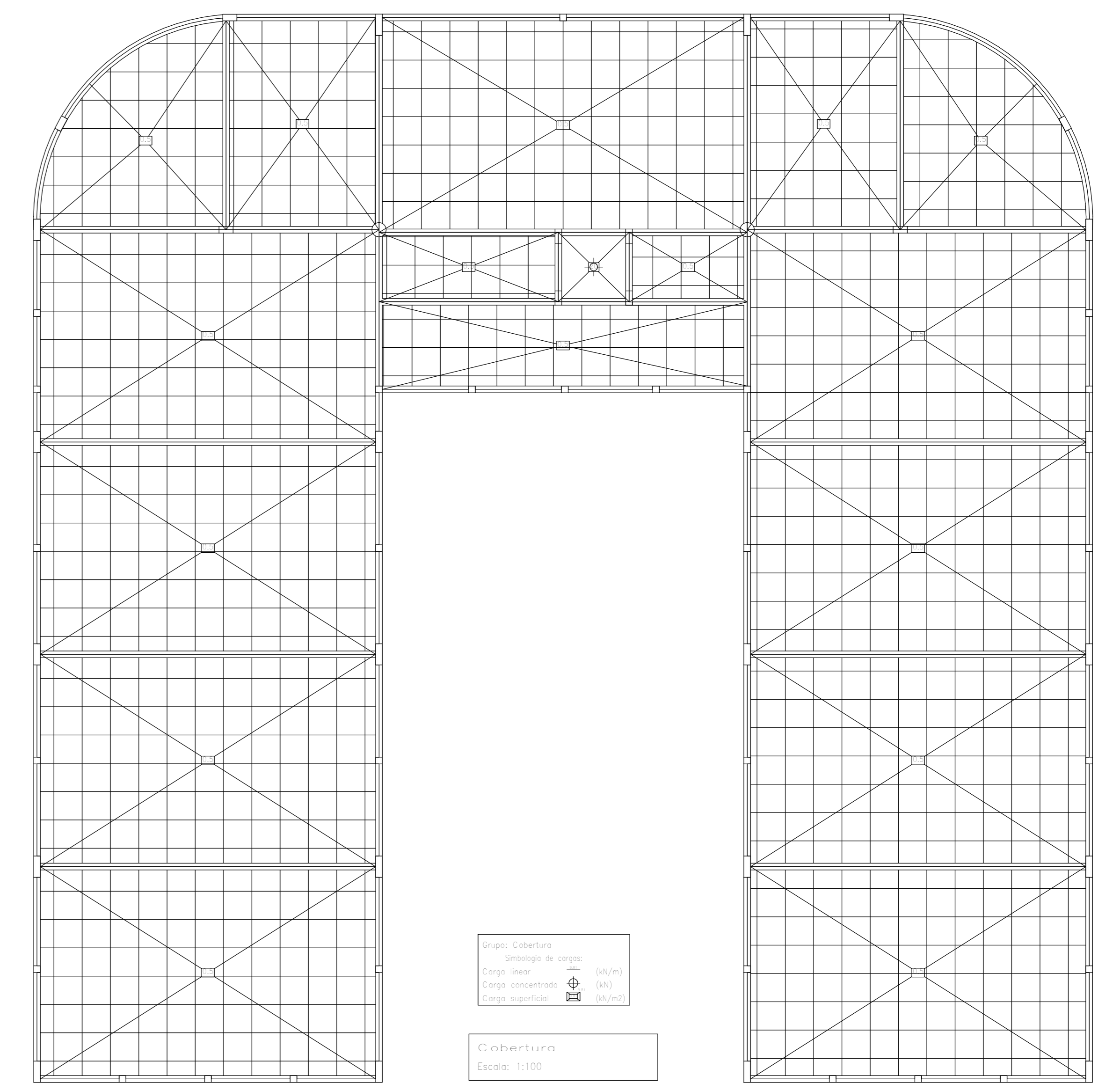


Cobertura, Taxas de Armadura Superior, direção Y (cm²/m)



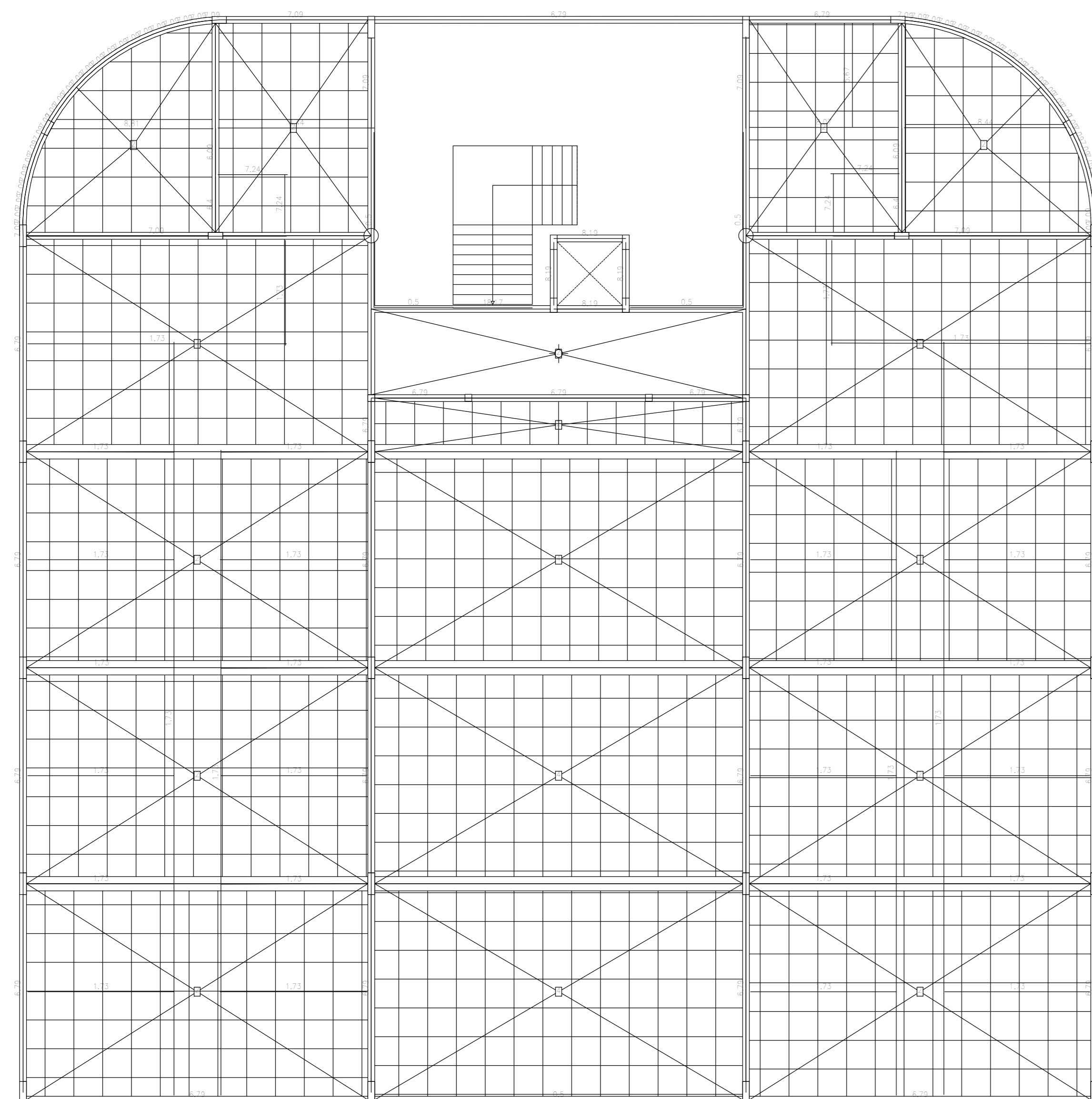
Grau: Cobertura
 - Armadura de aço (cm²/m)
 Carga linear (kN/m)
 Carga concentrada (kN)
 Carga superficial (kN/m²)

Cobertura
 Escala: 1/100
 Cargas permanentes



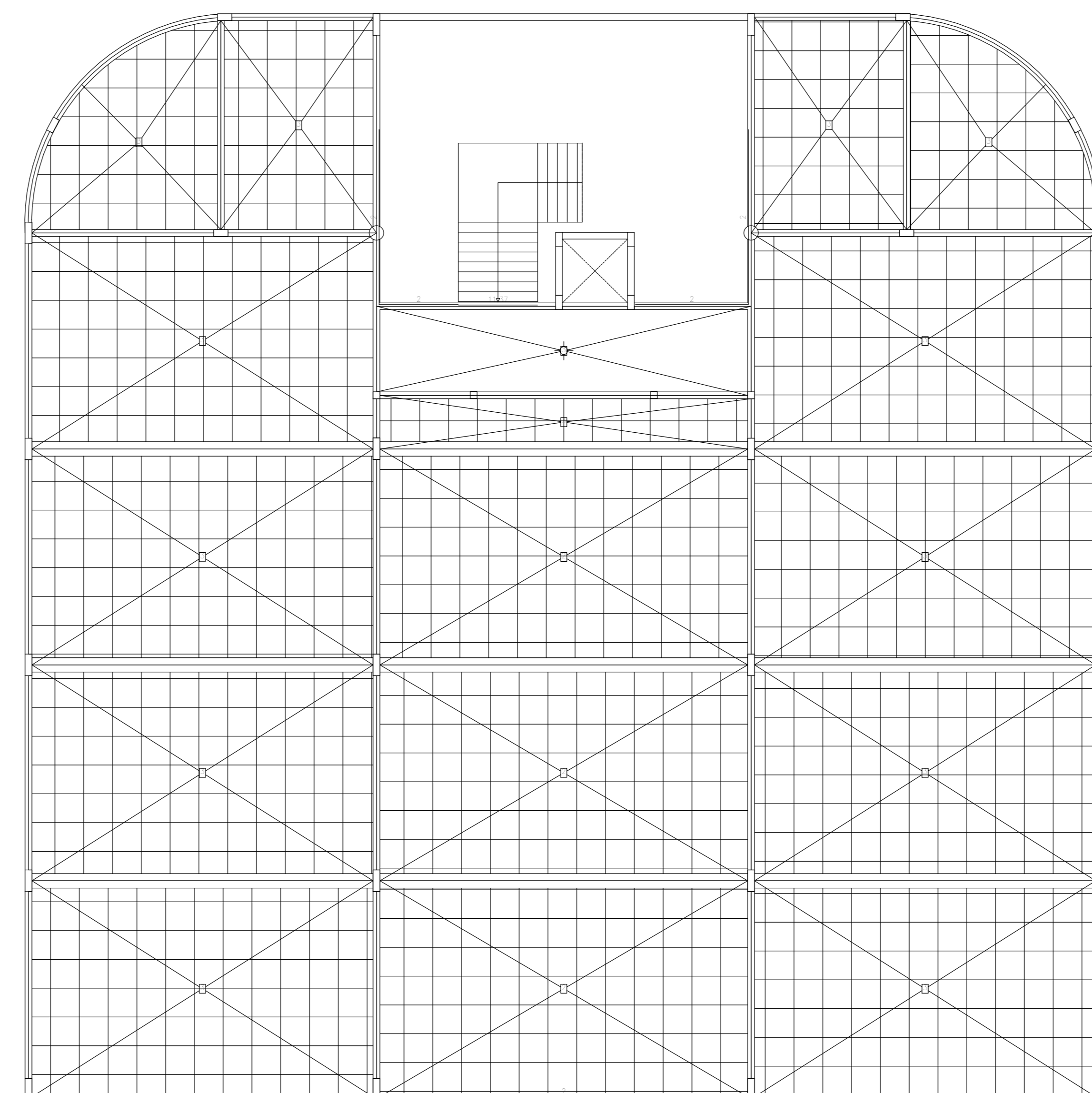
Grau: Cobertura
 - Armadura de aço (cm²/m)
 Carga linear (kN/m)
 Carga concentrada (kN)
 Carga superficial (kN/m²)

Cobertura
 Escala: 1/100
 Sobrecarga (Use 2)



Grau: Pn Superior
 - Armadura de aço (cm²/m)
 Carga linear (kN/m)
 Carga concentrada (kN)
 Carga superficial (kN/m²)

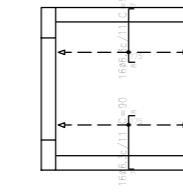
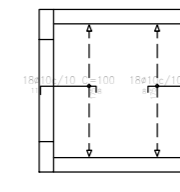
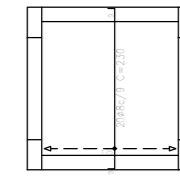
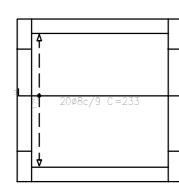
Pavimento Superior
 Escala: 1/100
 Cargas permanentes



Grau: Pn Superior
 - Armadura de aço (cm²/m)
 Carga linear (kN/m)
 Carga concentrada (kN)
 Carga superficial (kN/m²)

Pavimento Superior
 Escala: 1/100
 Sobrecarga (Use 2)

**APÊNDICE E – Disposição das armaduras das lajes, taxas de
armadura nas lajes e cargas da edificação para o projeto feito com
a NBR 6120:2019**



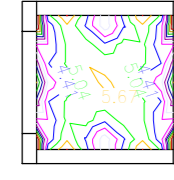
Placa
Armadura longitudinal superior
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Aços em fundações: CA-50 e CA-60

Placa
Armadura transversal inferior
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Aços em fundações: CA-50 e CA-60

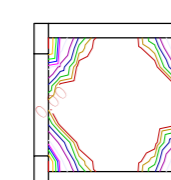
Placa
Armadura longitudinal inferior
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Aços em fundações: CA-50 e CA-60

Placa
Armadura transversal superior
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Aços em fundações: CA-50 e CA-60

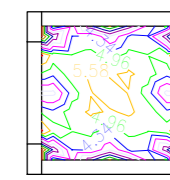
Placa, Taxas de Armadura: Inferior, direção X (cm²/m)



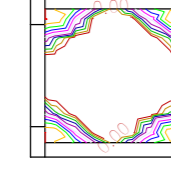
Placa, Taxas de Armadura: Superior, direção X (cm²/m)



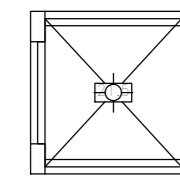
Placa, Taxas de Armadura: Inferior, direção Y (cm²/m)



Placa, Taxas de Armadura: Superior, direção Y (cm²/m)

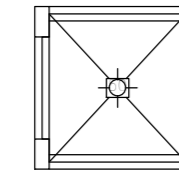


Grupo: Placa
Sobrecarga de origem
Carga dead (kN/m²)
Carga permanente (kN)
Carga superior (kN/m²)

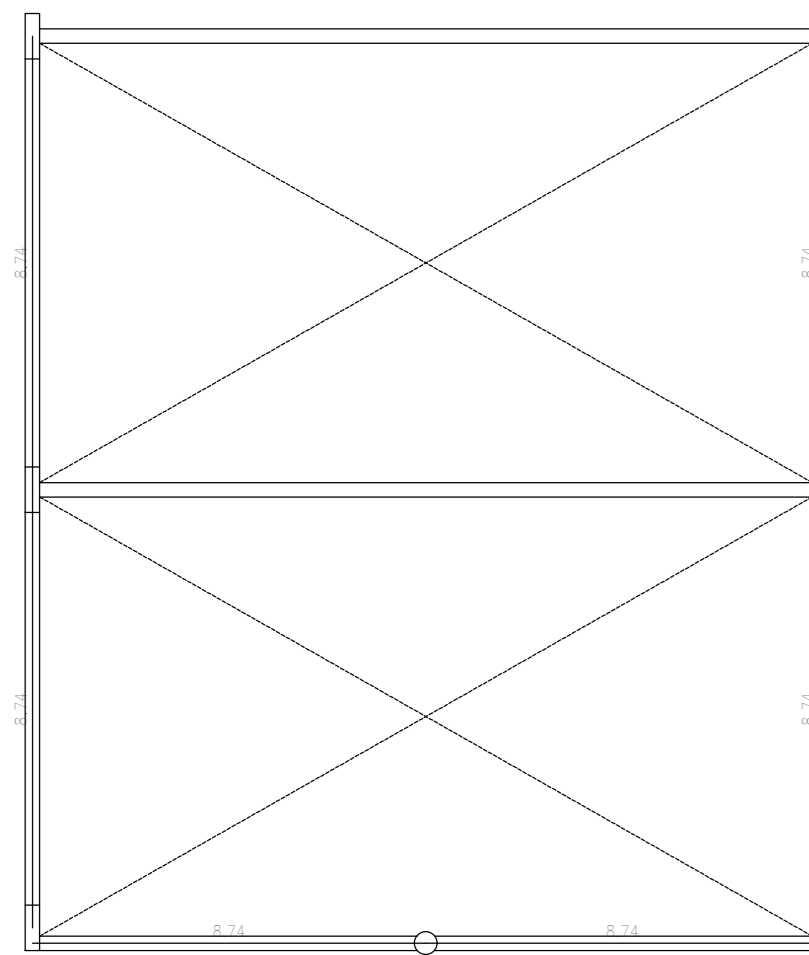


Placa
Escala: 1:100

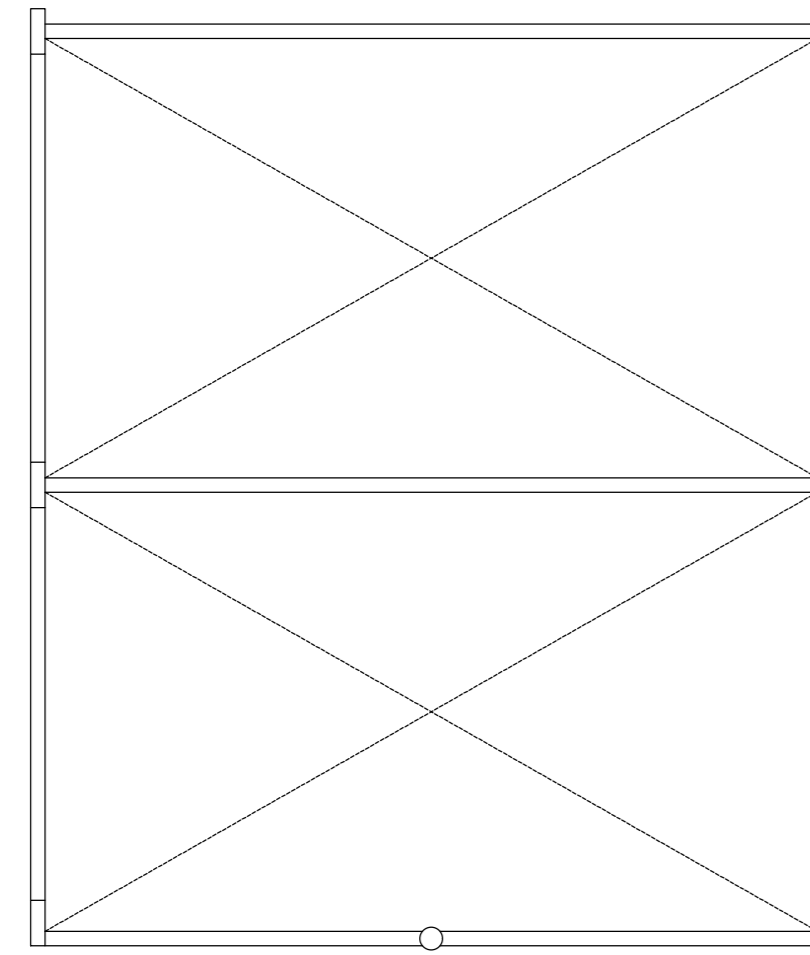
Grupo: Placa
Sobrecarga de origem
Carga dead (kN/m²)
Carga permanente (kN)
Carga superior (kN/m²)



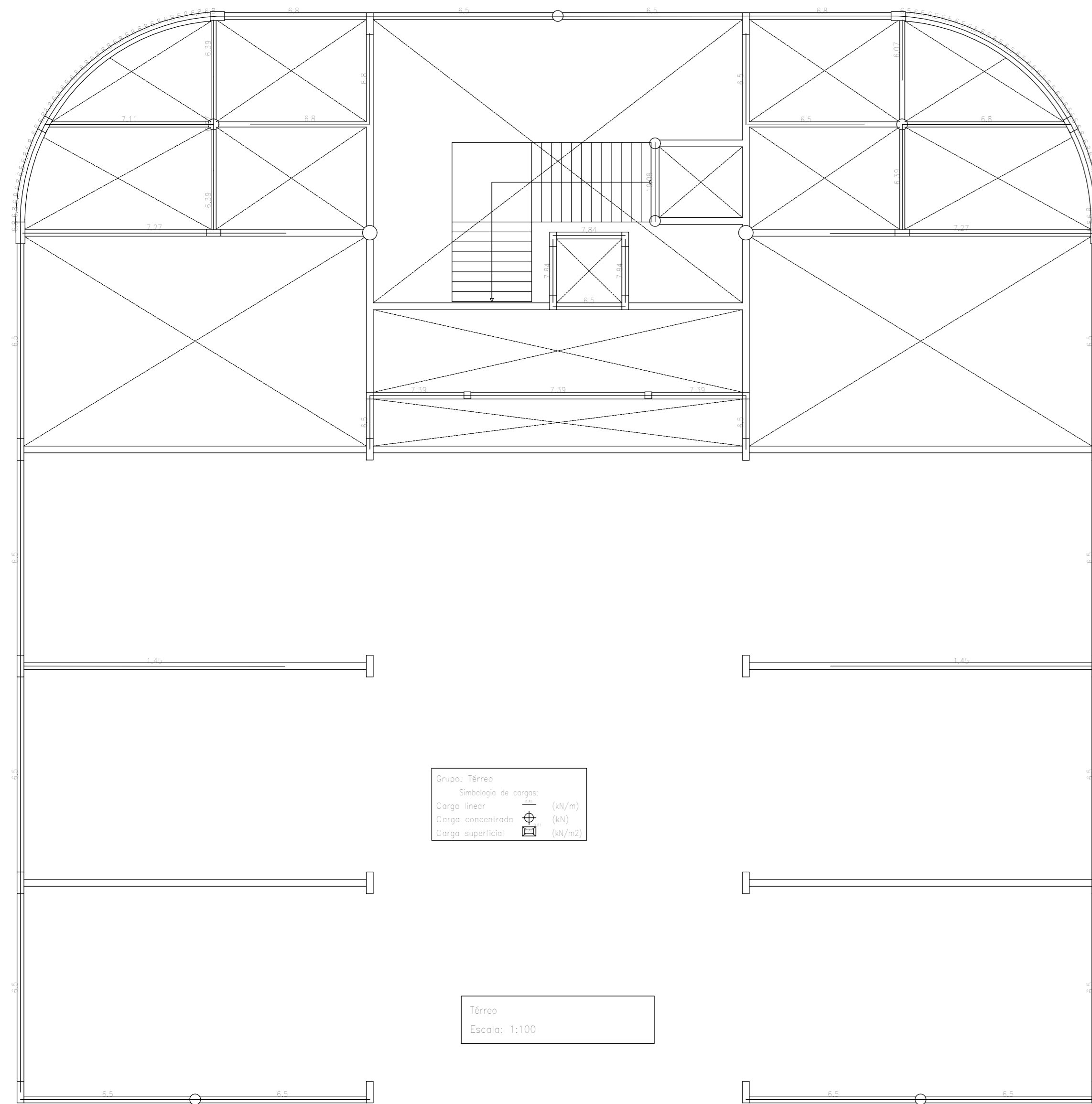
Placa
Escala: 1:100



Cargas permanentes



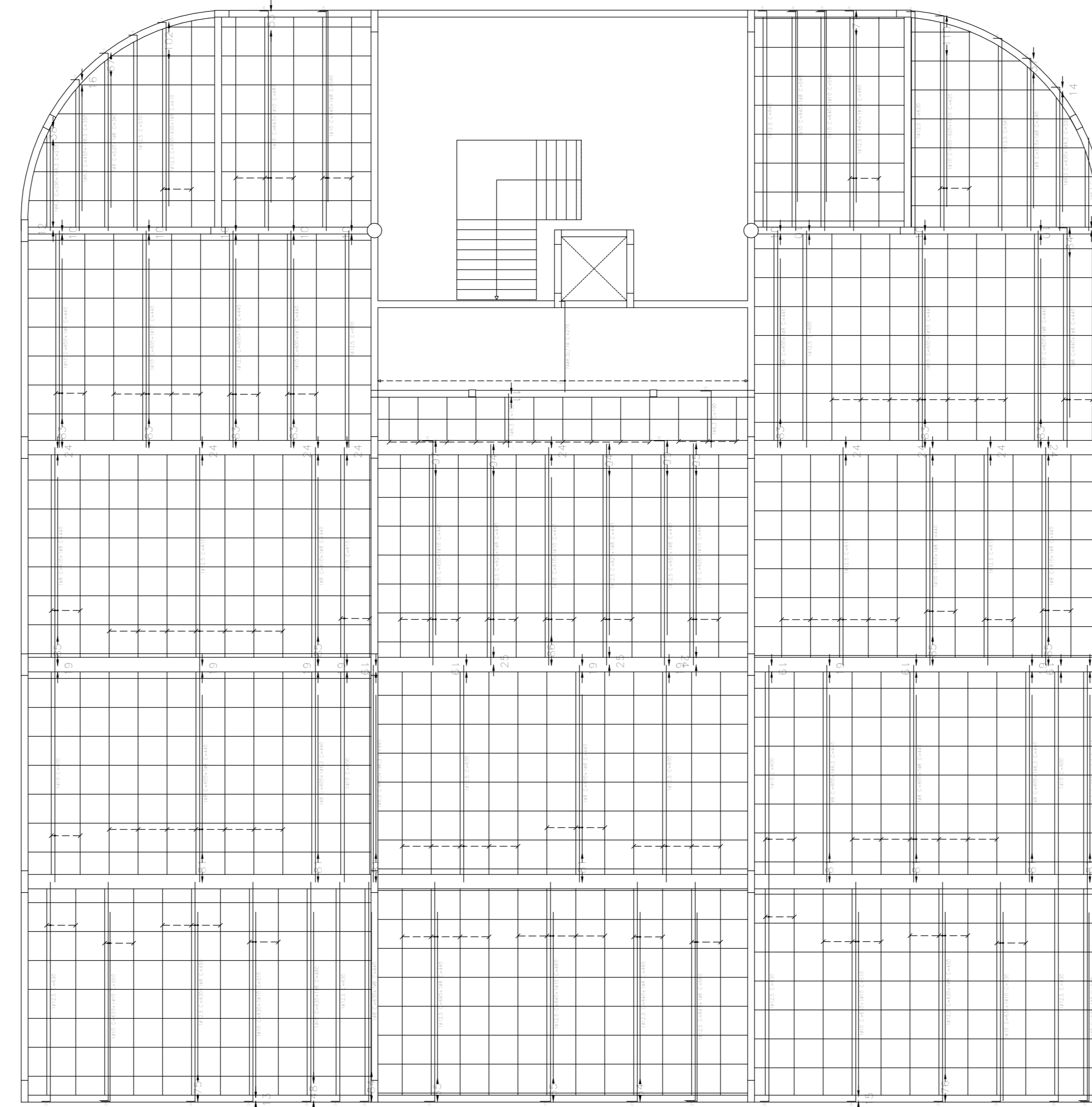
Sobrecarga (Uso 2)



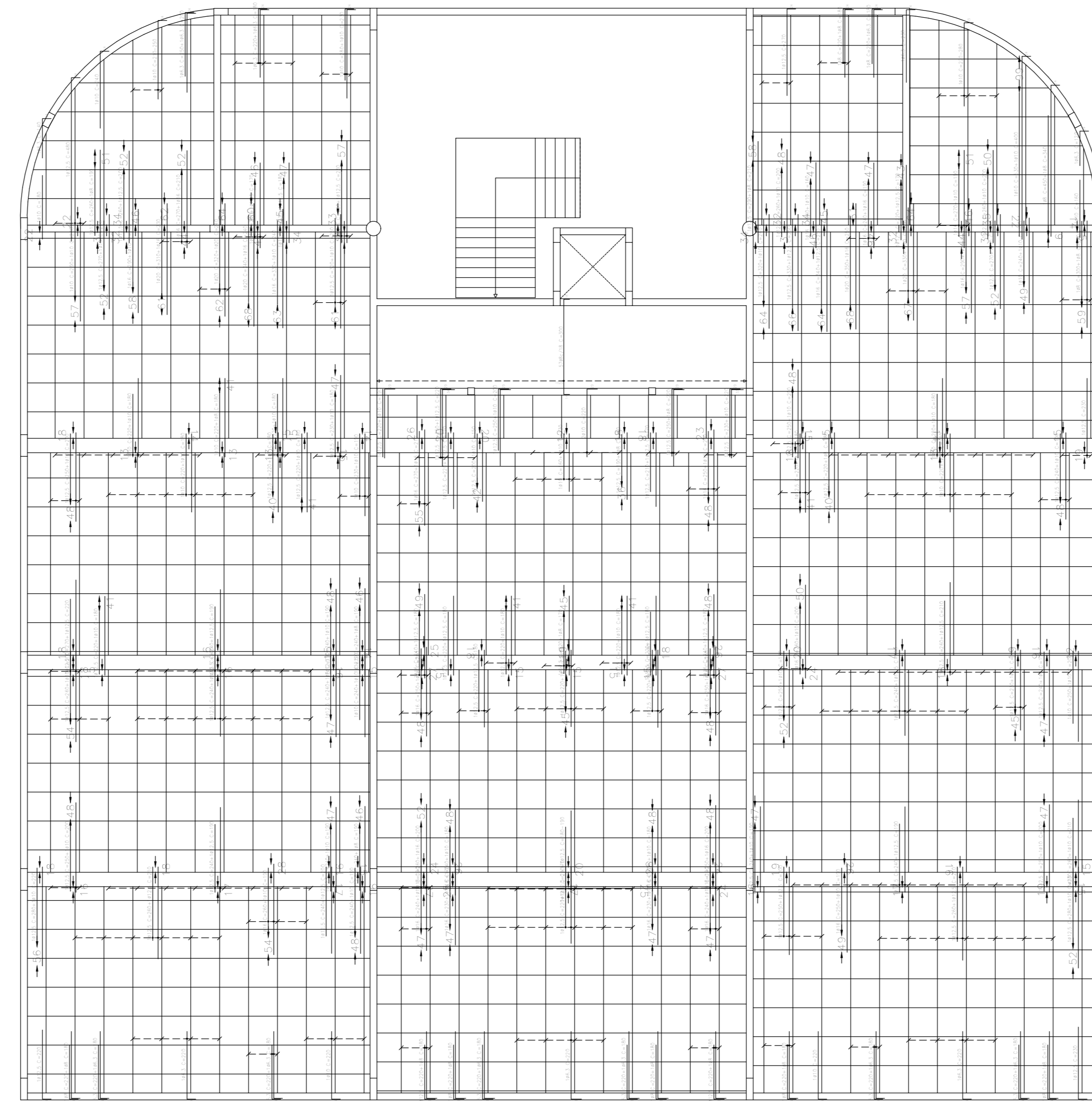
Grupo: Placa
Sobrecarga de origem
Carga dead (kN/m²)
Carga permanente (kN)
Carga superior (kN/m²)

Placa
Escala: 1:100

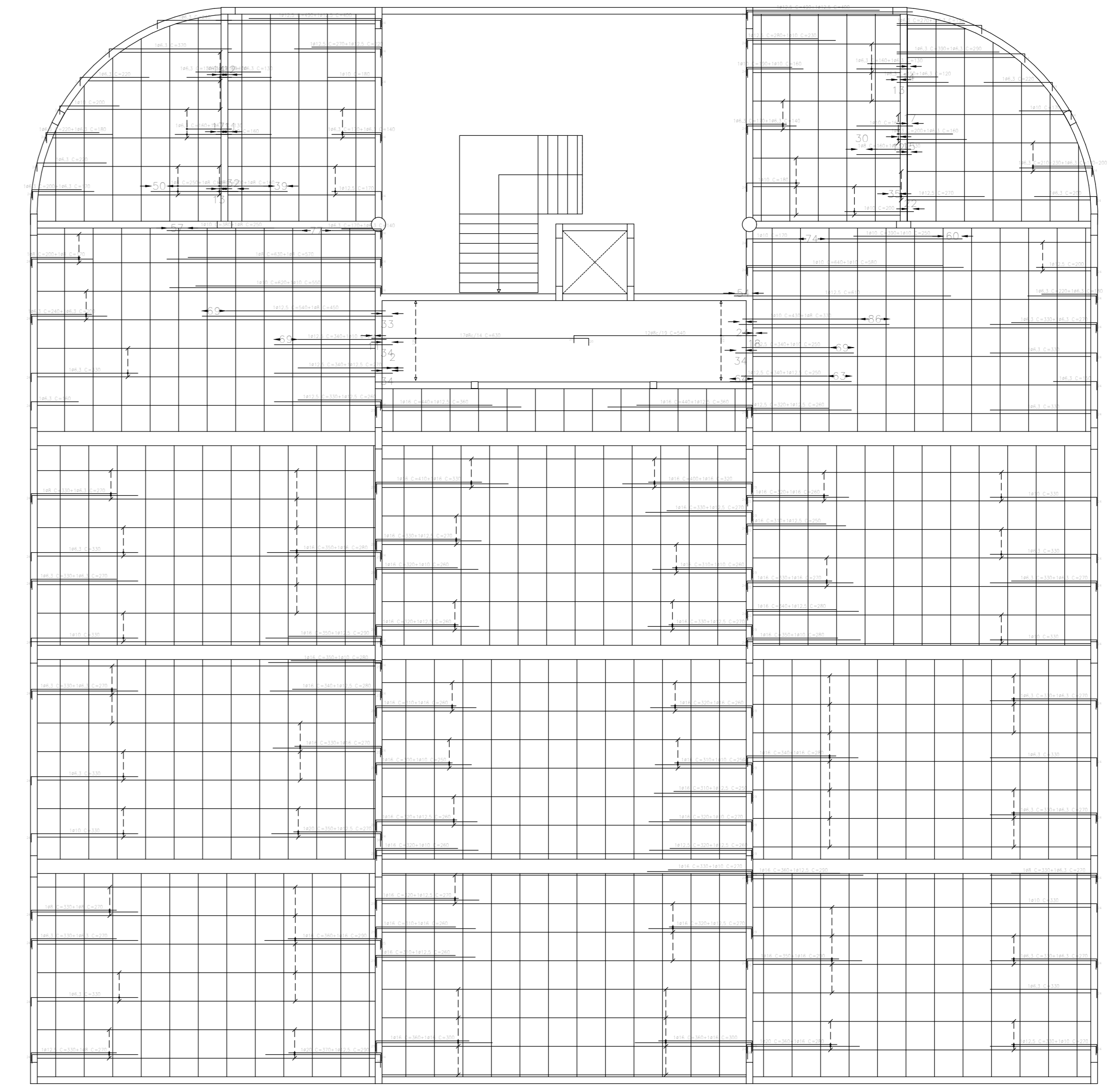
Cargas permanentes



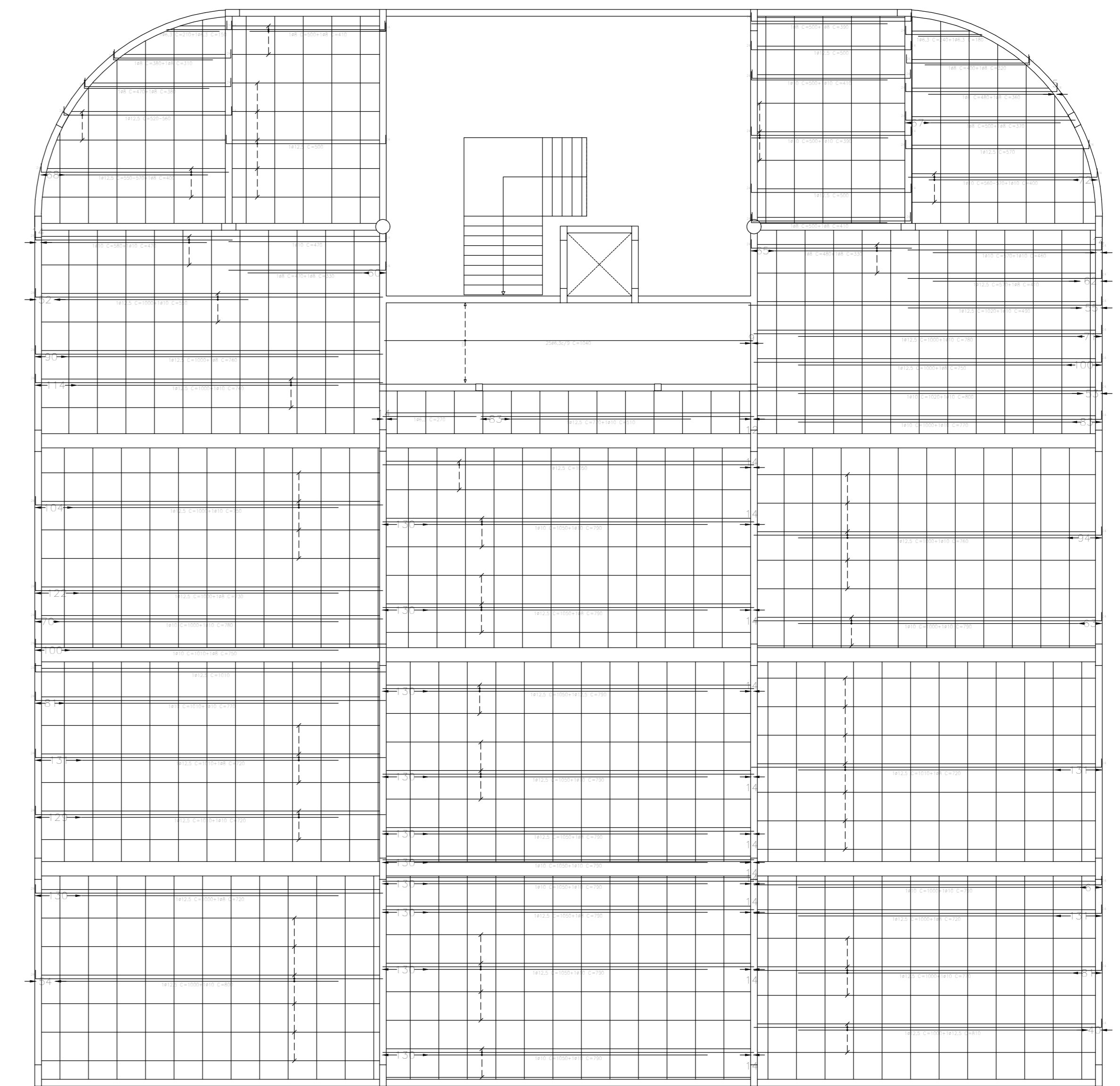
Pv Superior
Armadura transversal inferior
Concreto: C40, em geral
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Escala: 1:50



Pv Superior
Armadura transversal superior
Concreto: C40, em geral
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Escala: 1:50



Pv Superior
Armadura longitudinal superior
Concreto: C40, em geral
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Escala: 1:50



Pv Superior
Armadura longitudinal inferior
Concreto: C40, em geral
Aços em lajes: CA-50 e CA-60
Escala: 1:50



UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

CONTEUDO:

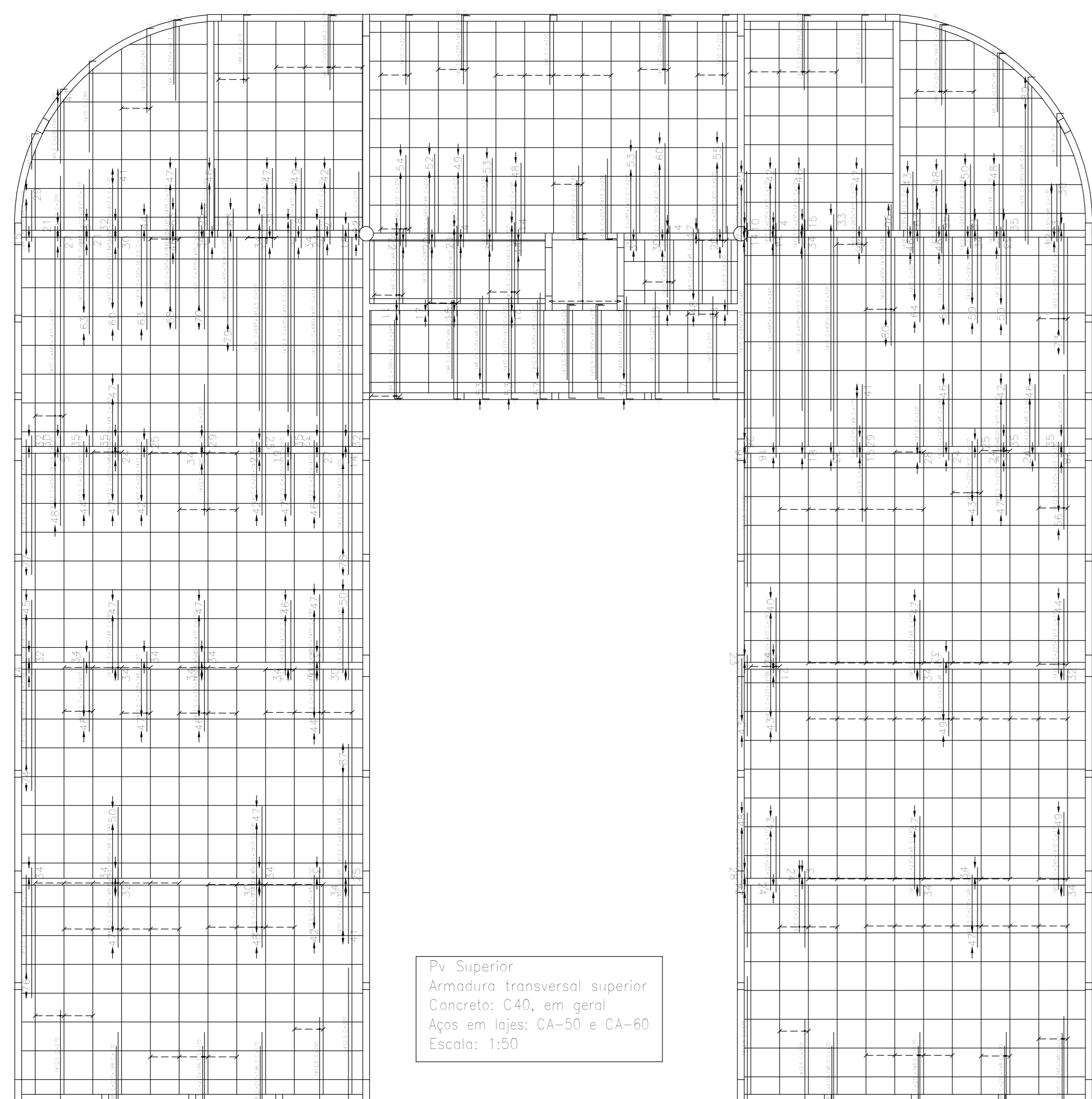
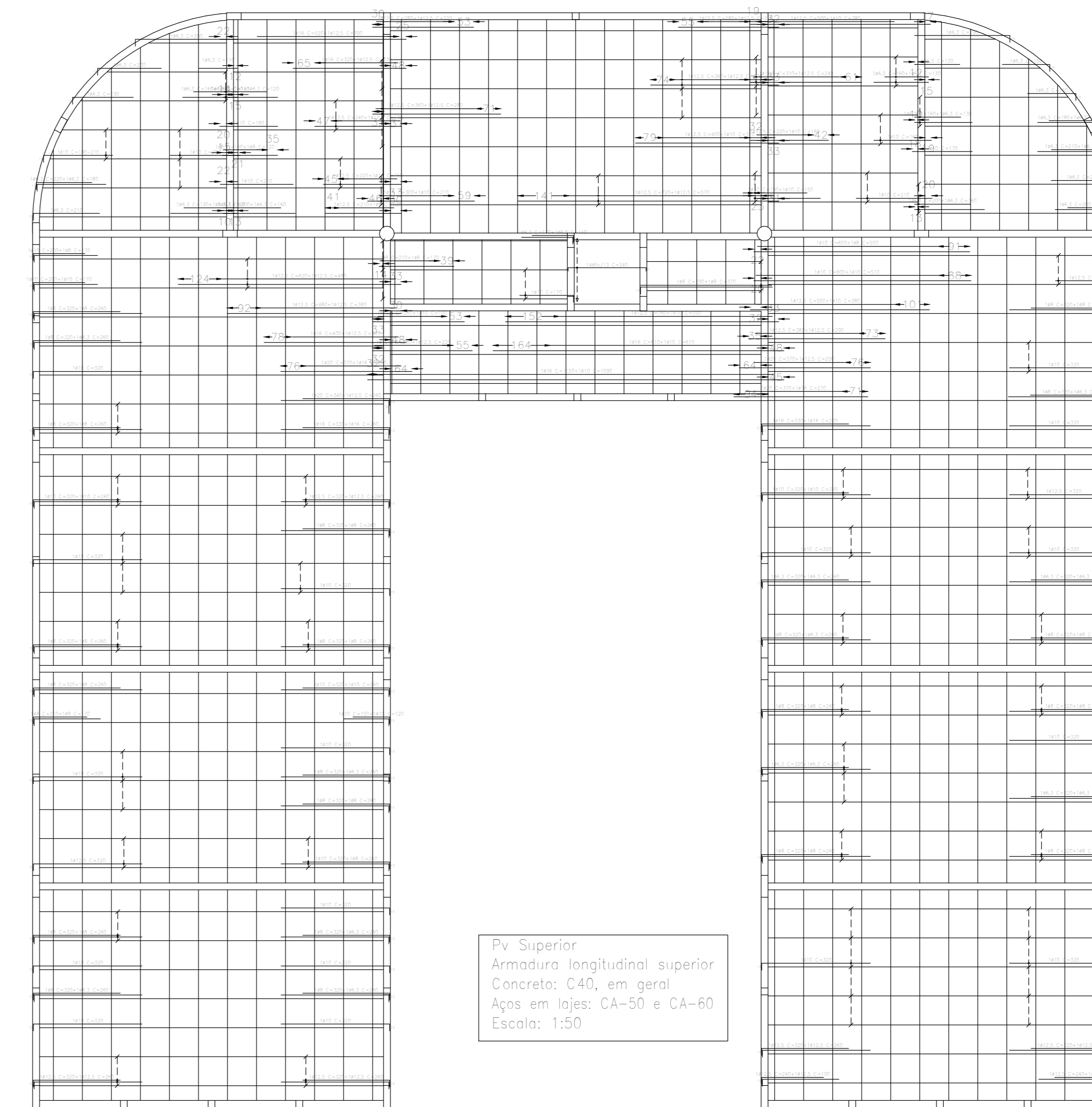
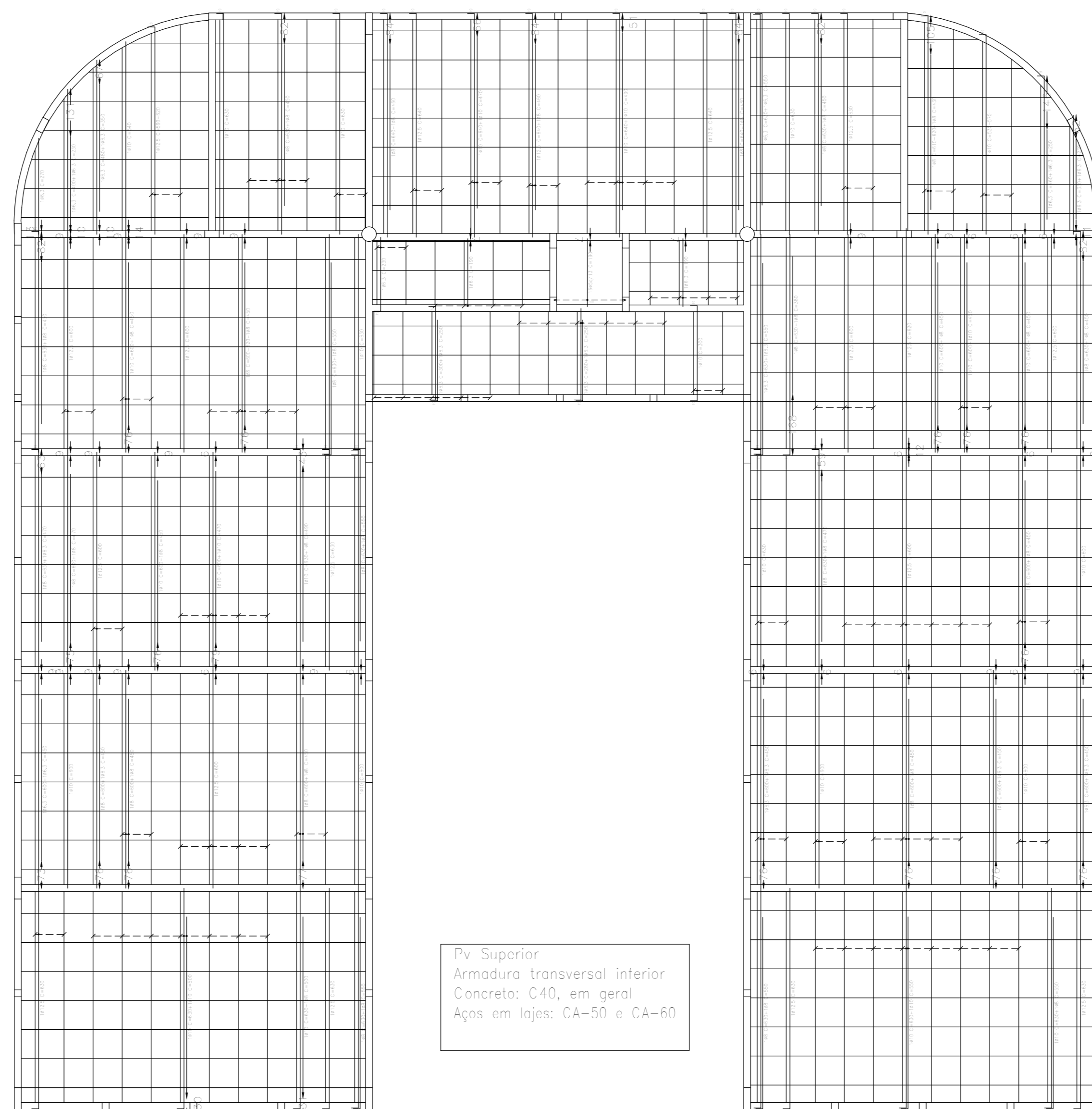
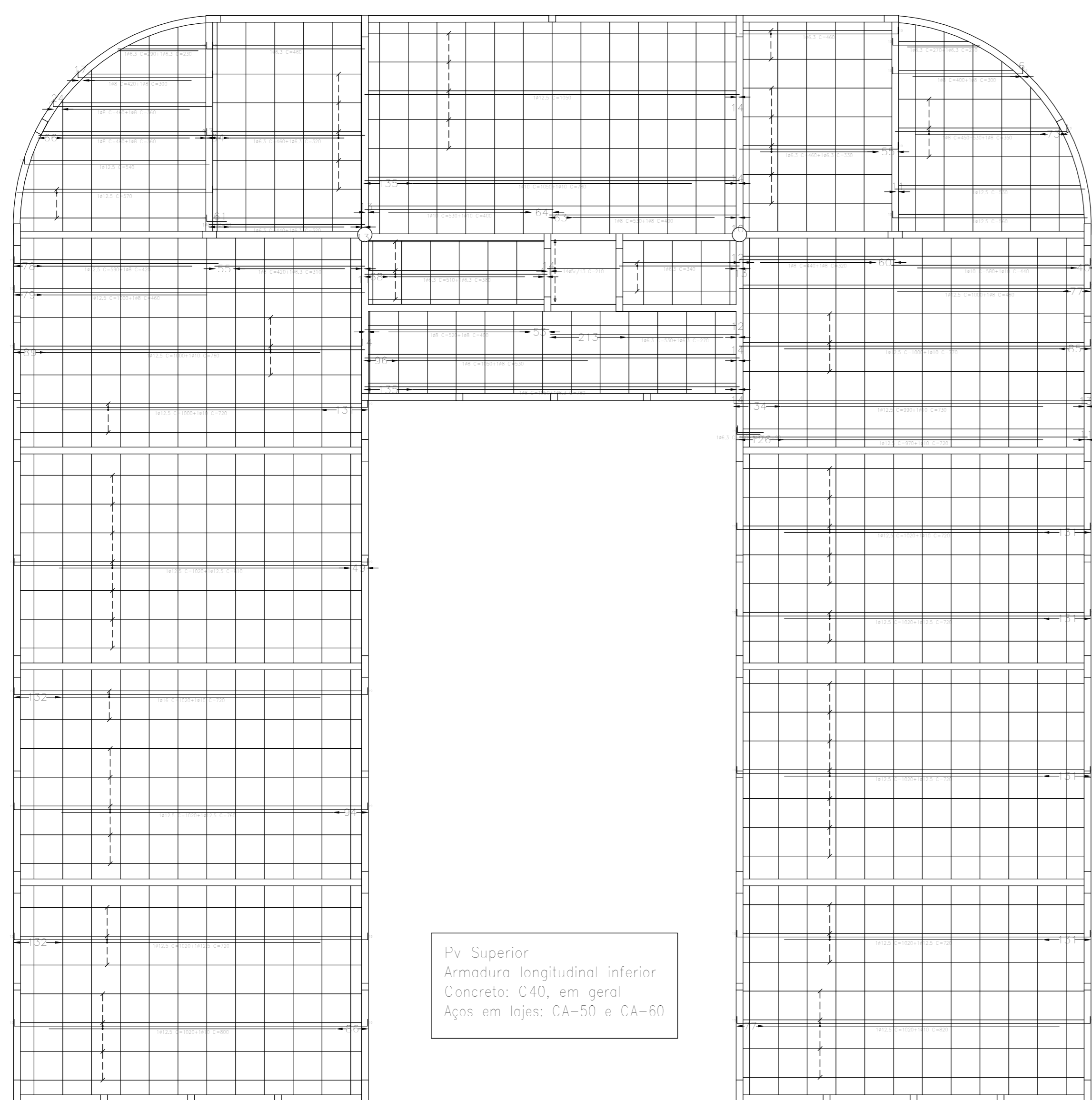
ARMADURAS NAS LAJES E CARGAS DA EDIFICAÇÃO

AUTOR DO PROJETO:

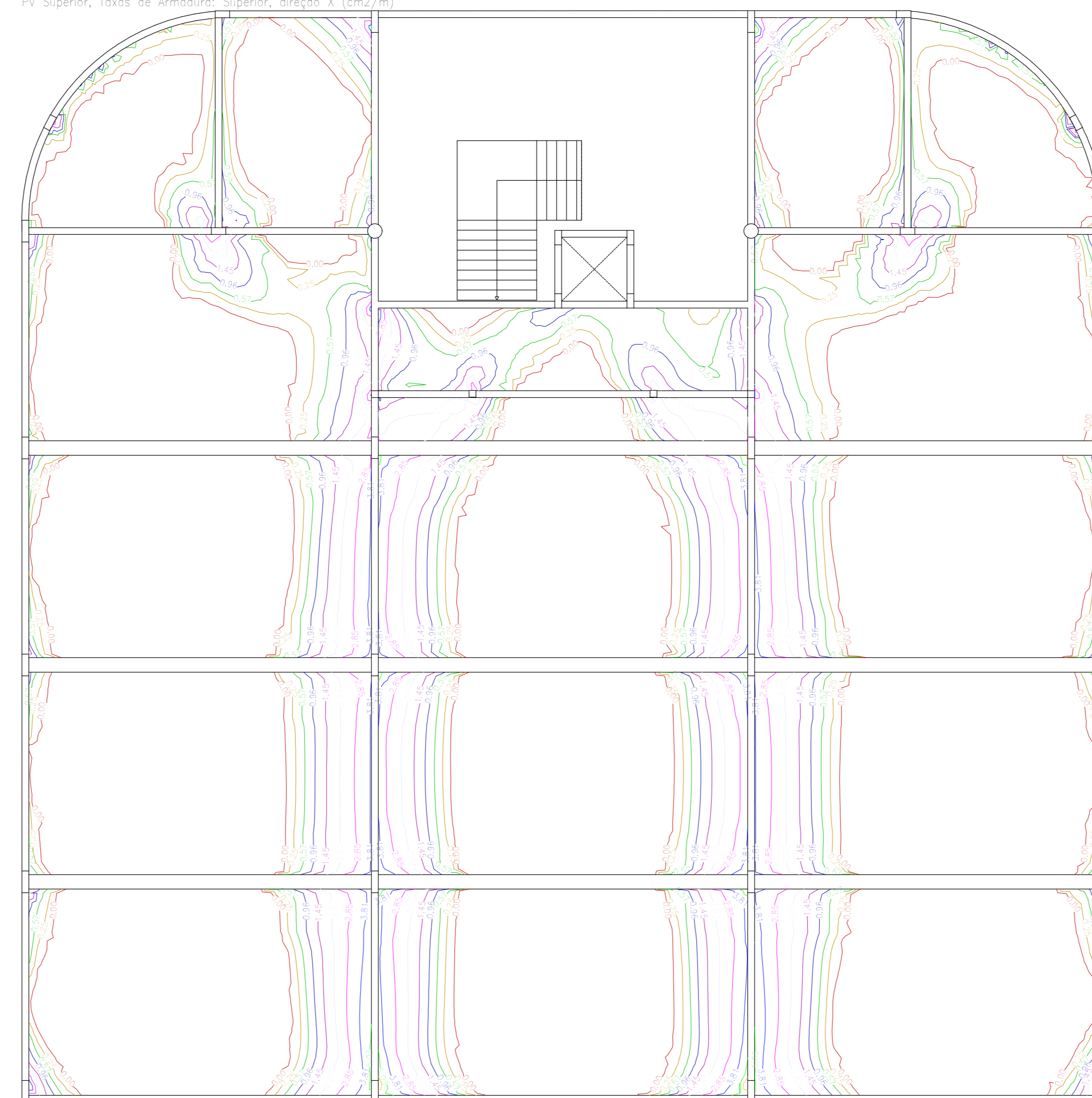
BRENO SILVA CHAGAS

ESCALA:

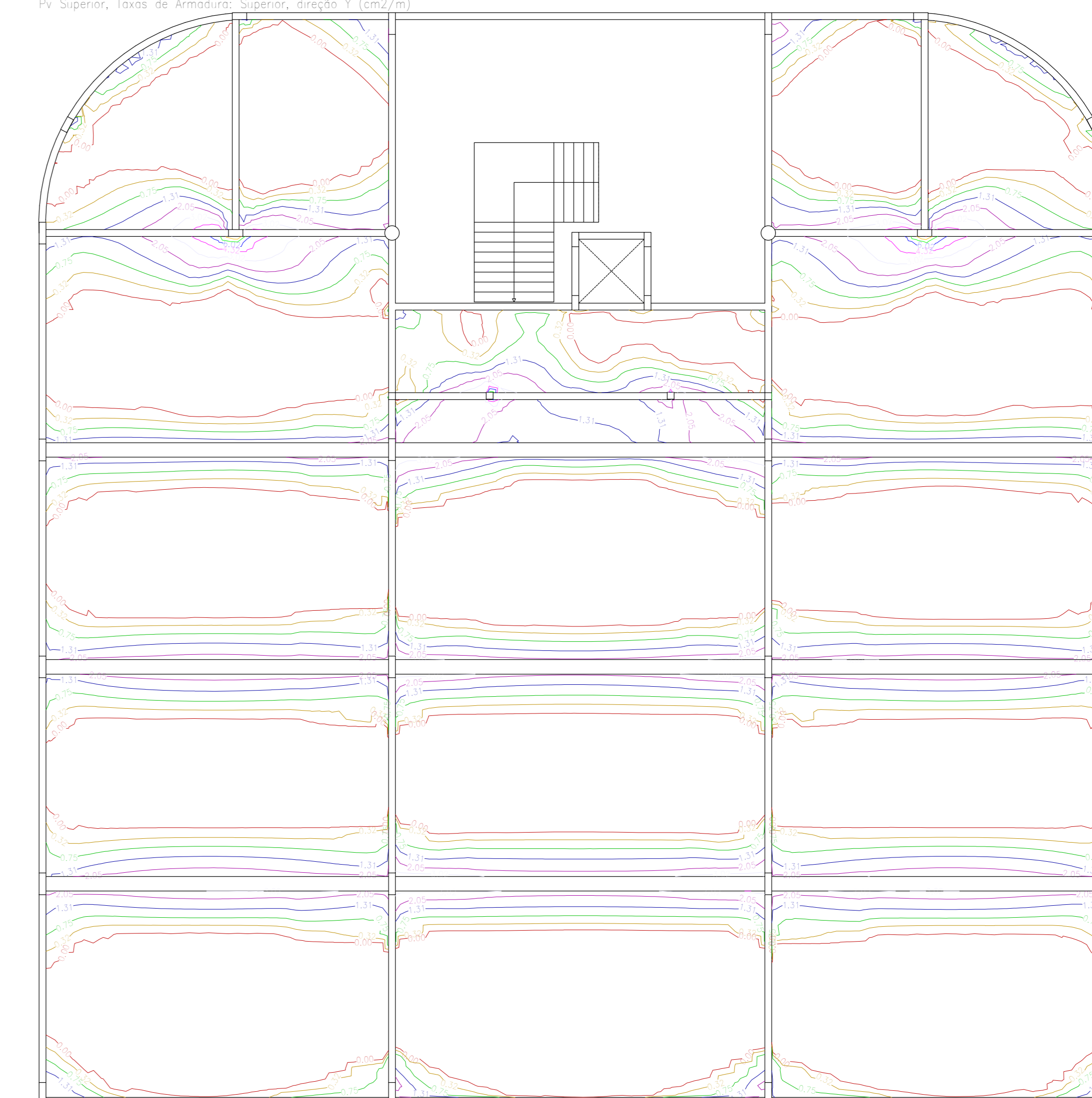
1/100



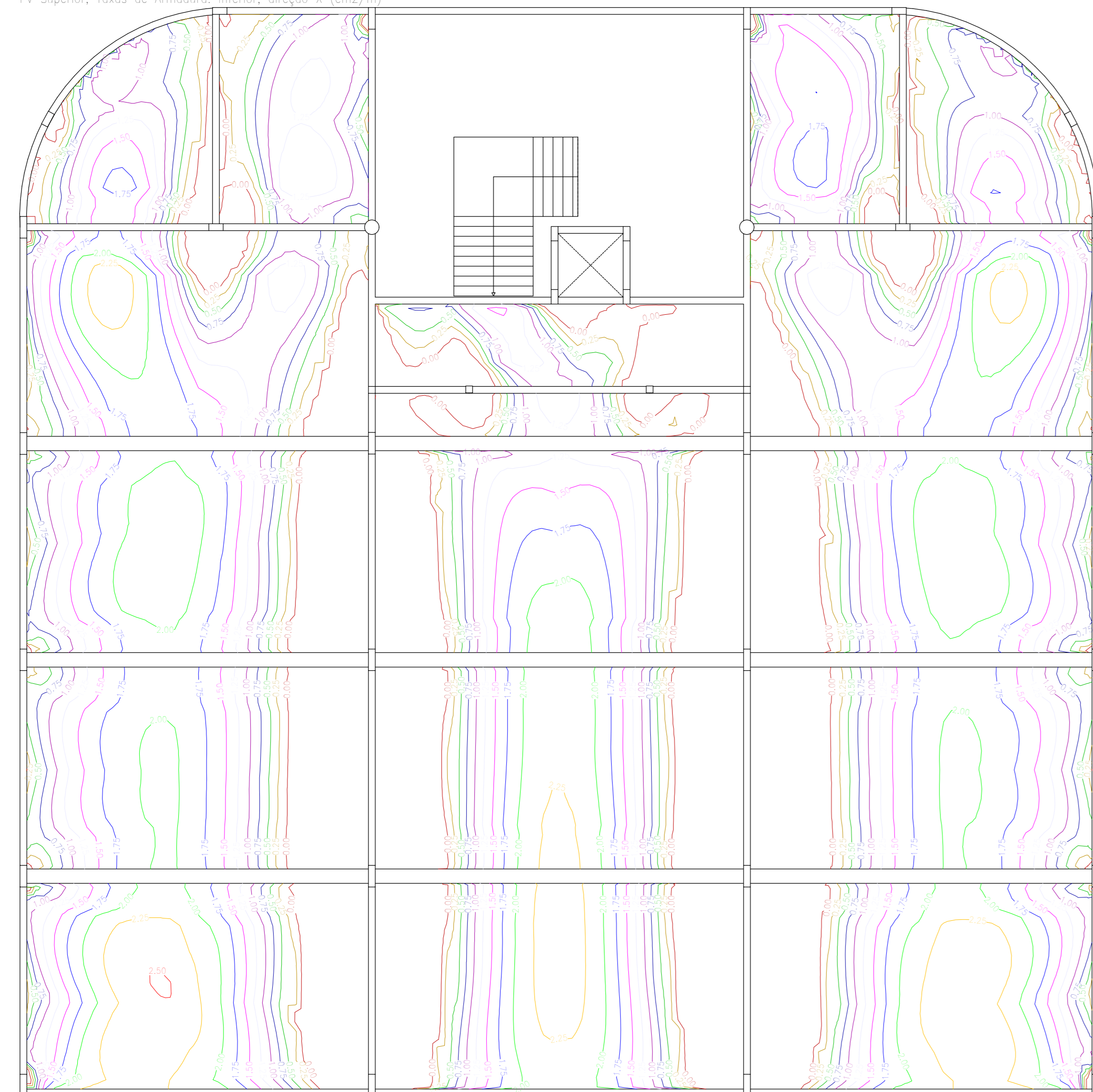
Pv Superior, Taxas de Armadura Superior, direção X (cm²/m)



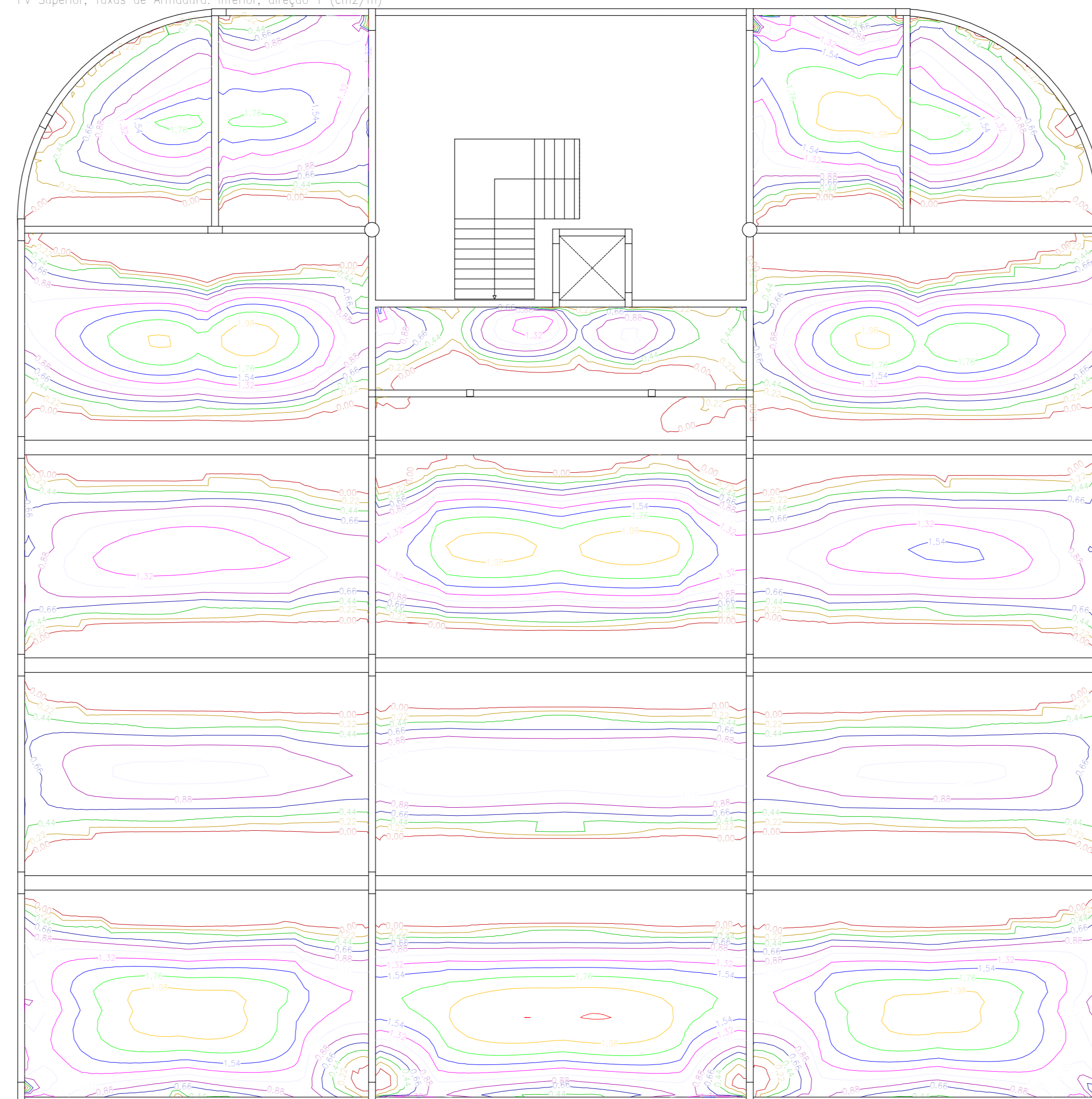
Pv Superior, Taxas de Armadura Superior, direção Y (cm²/m)



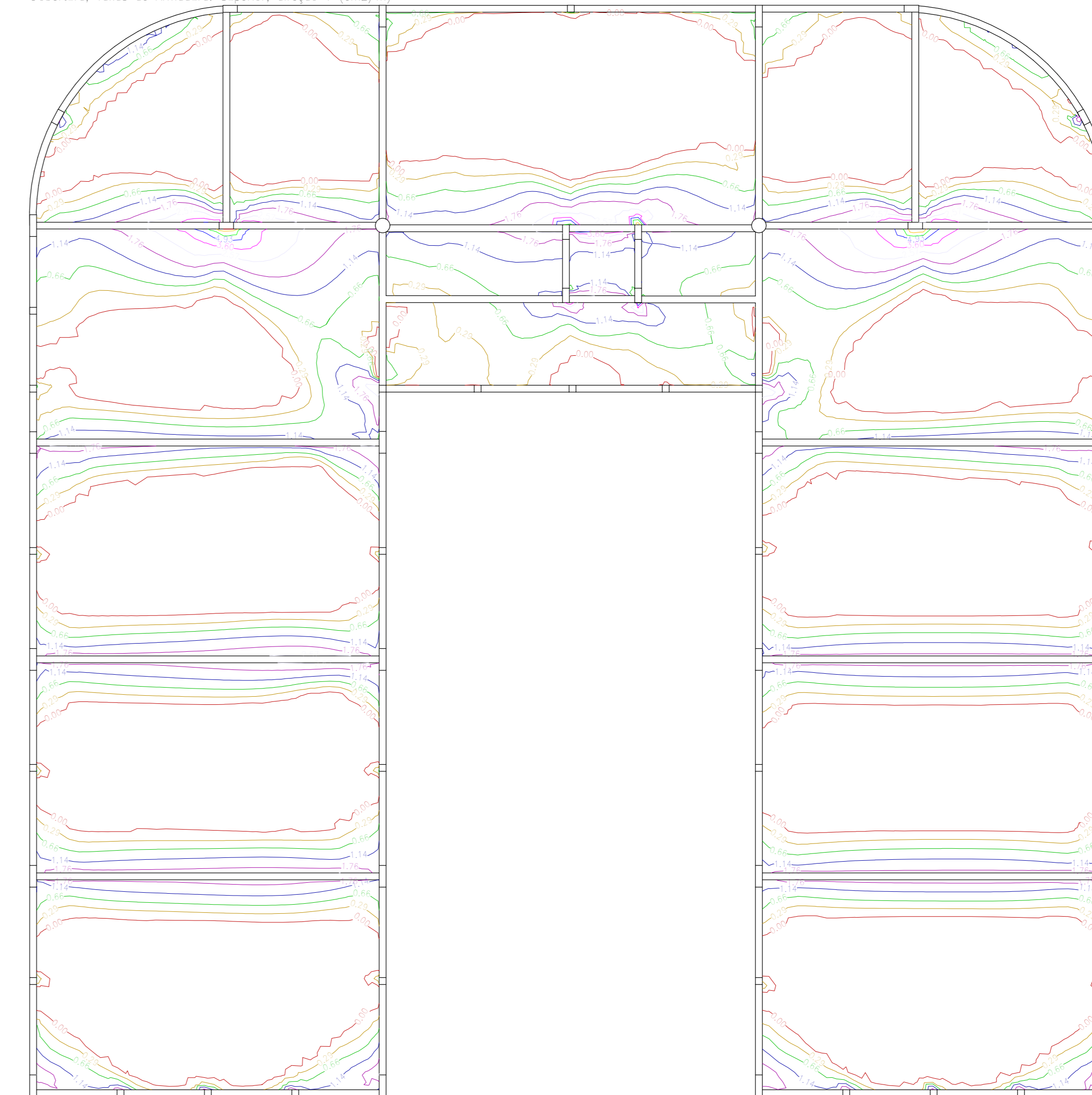
Pv Superior, Taxas de Armadura inferior, direção X (cm²/m)



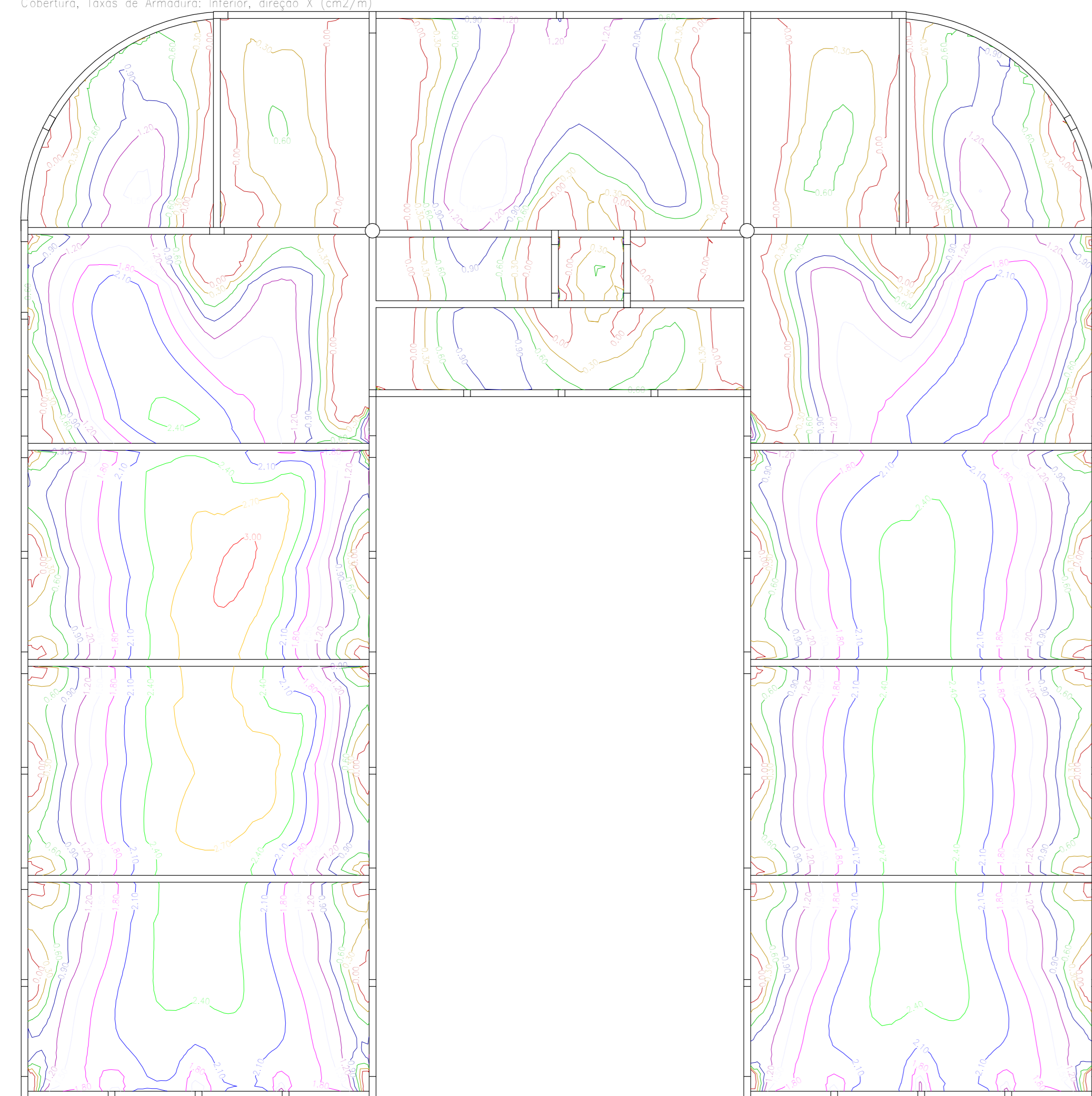
Pv Superior, Taxas de Armadura inferior, direção Y (cm²/m)



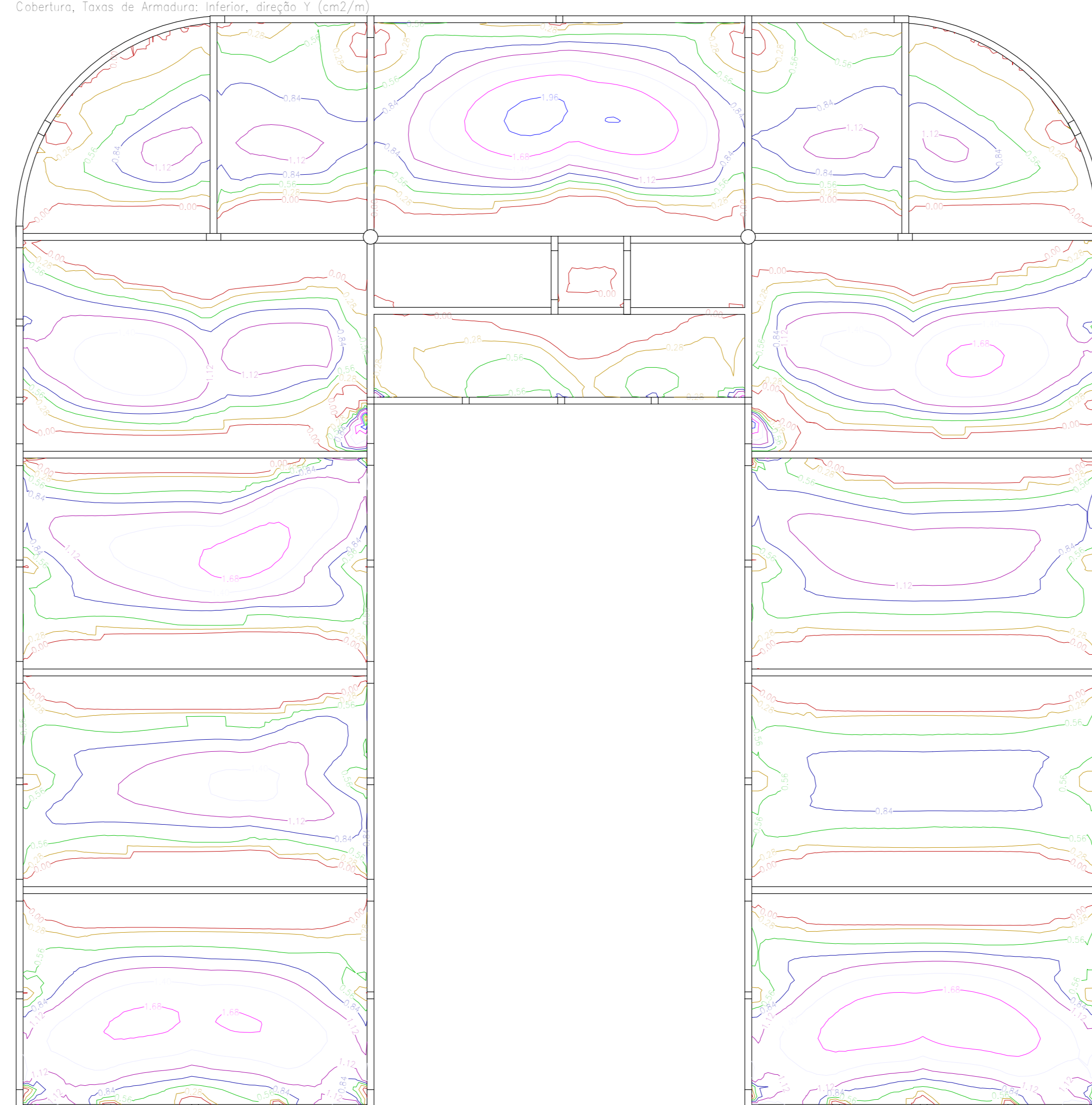
Cobertura, Taxas de Armadura Superior, direção Y (cm²/m)



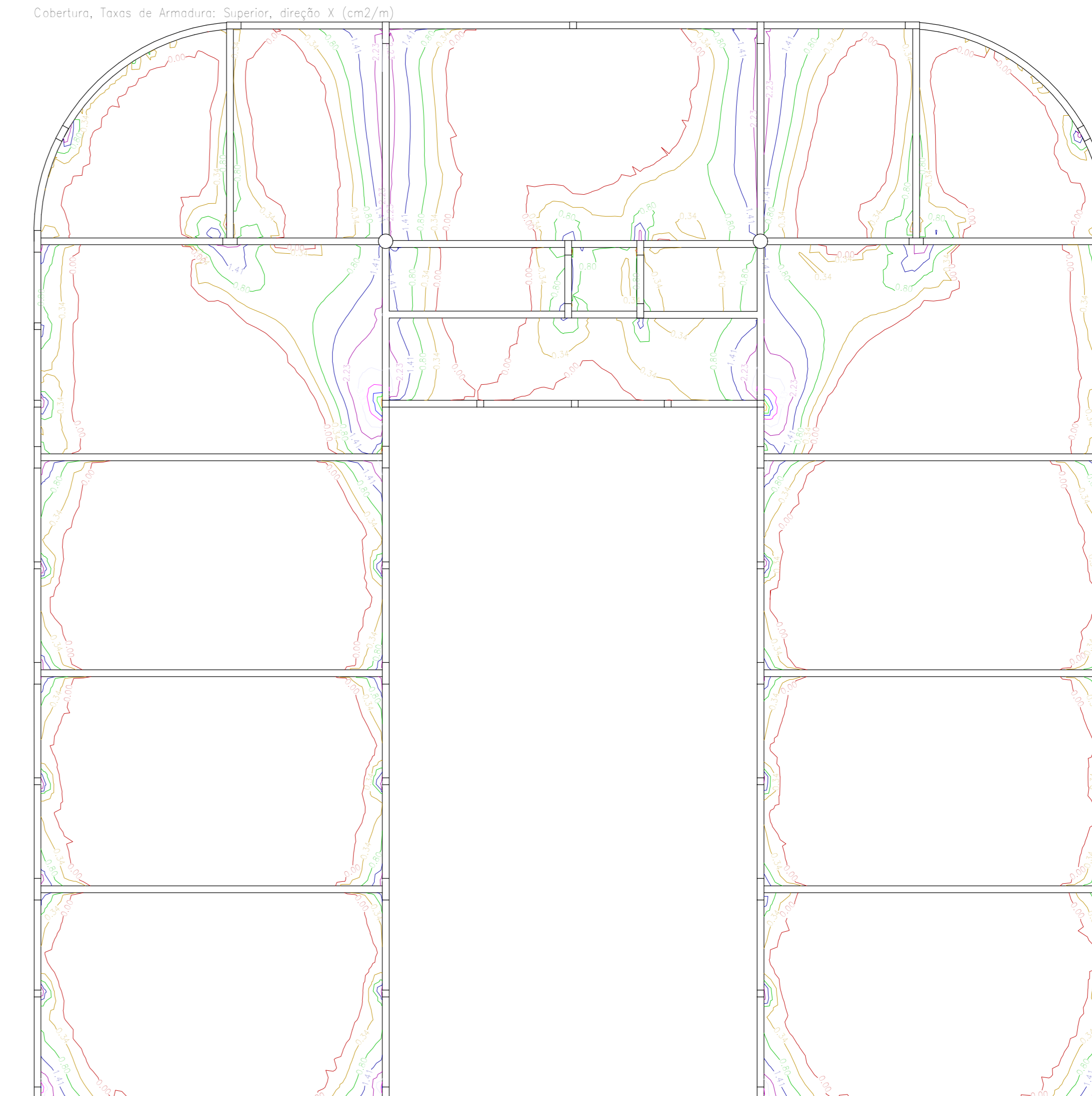
Cobertura, Taxas de Armadura inferior, direção X (cm²/m)

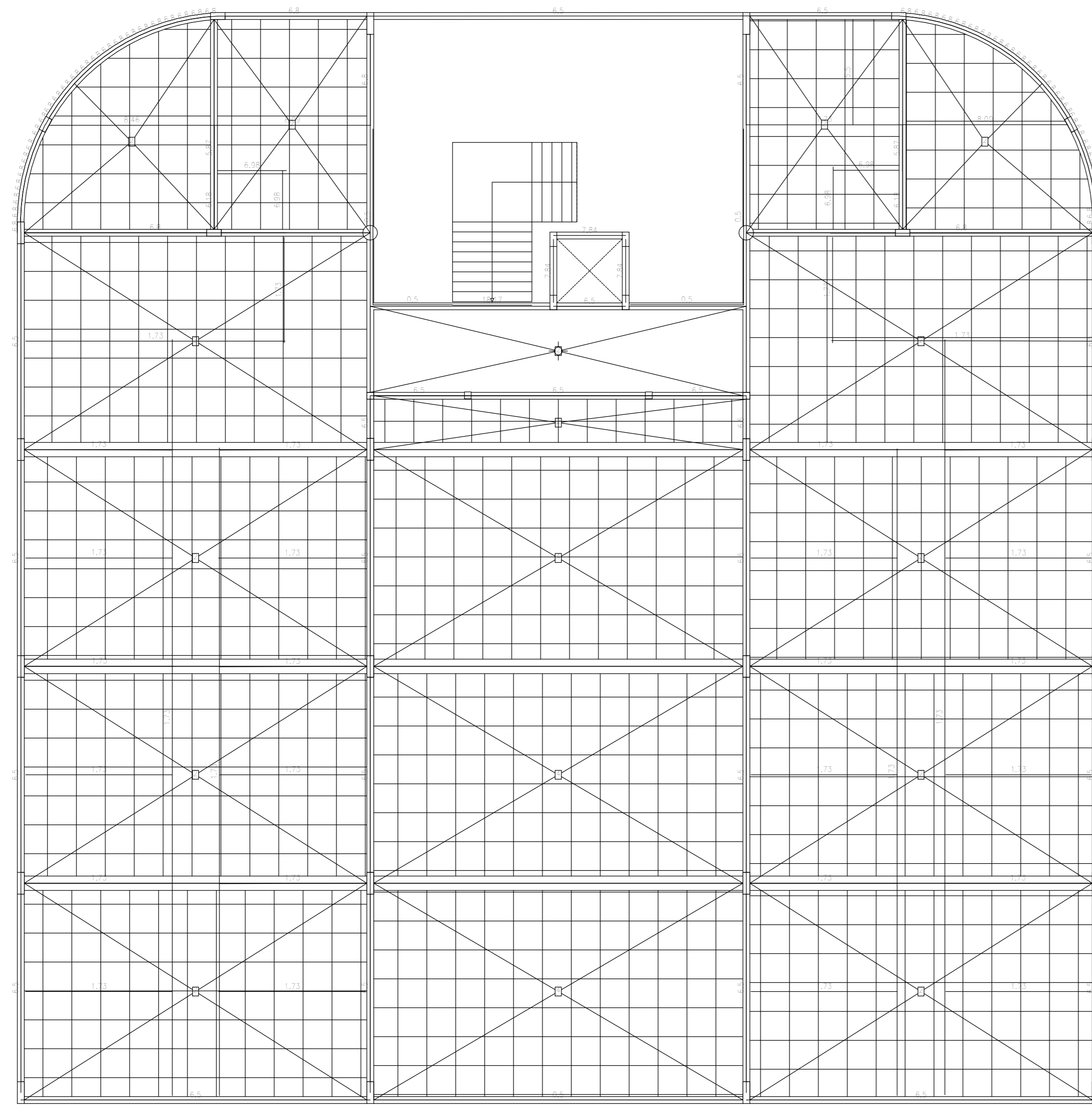


Cobertura, Taxas de Armadura inferior, direção Y (cm²/m)

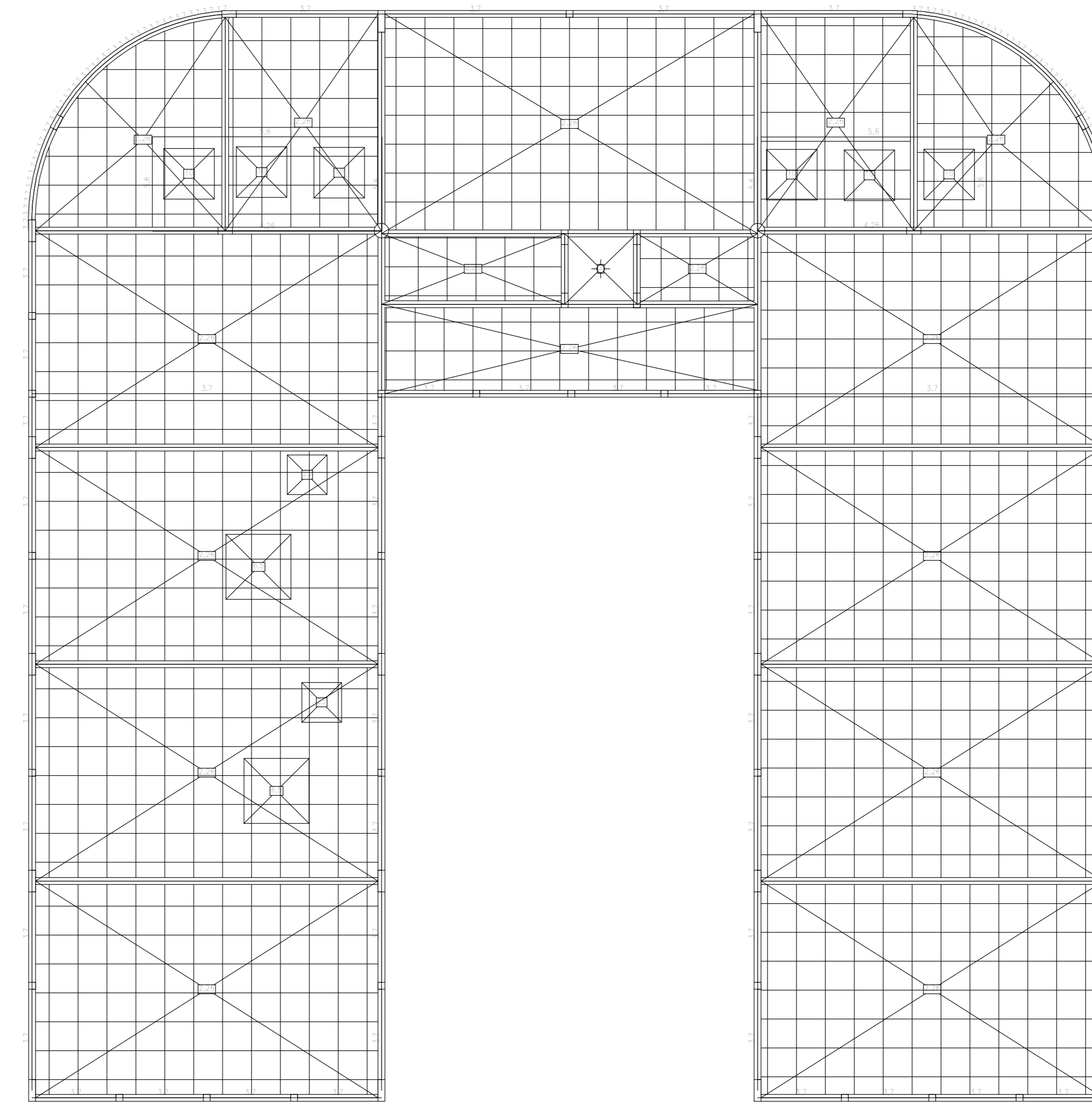


Cobertura, Taxas de Armadura Superior, direção X (cm²/m)

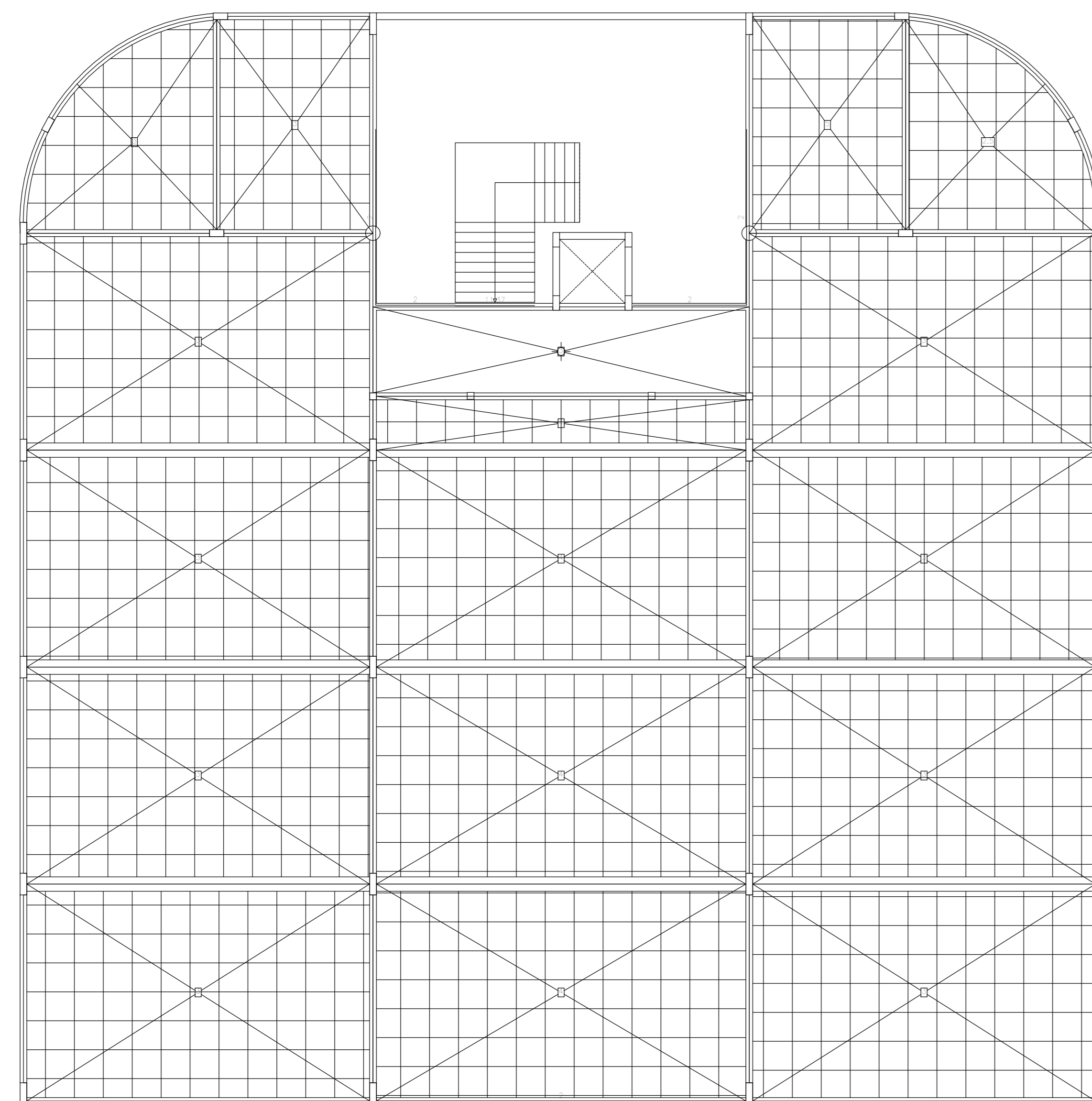




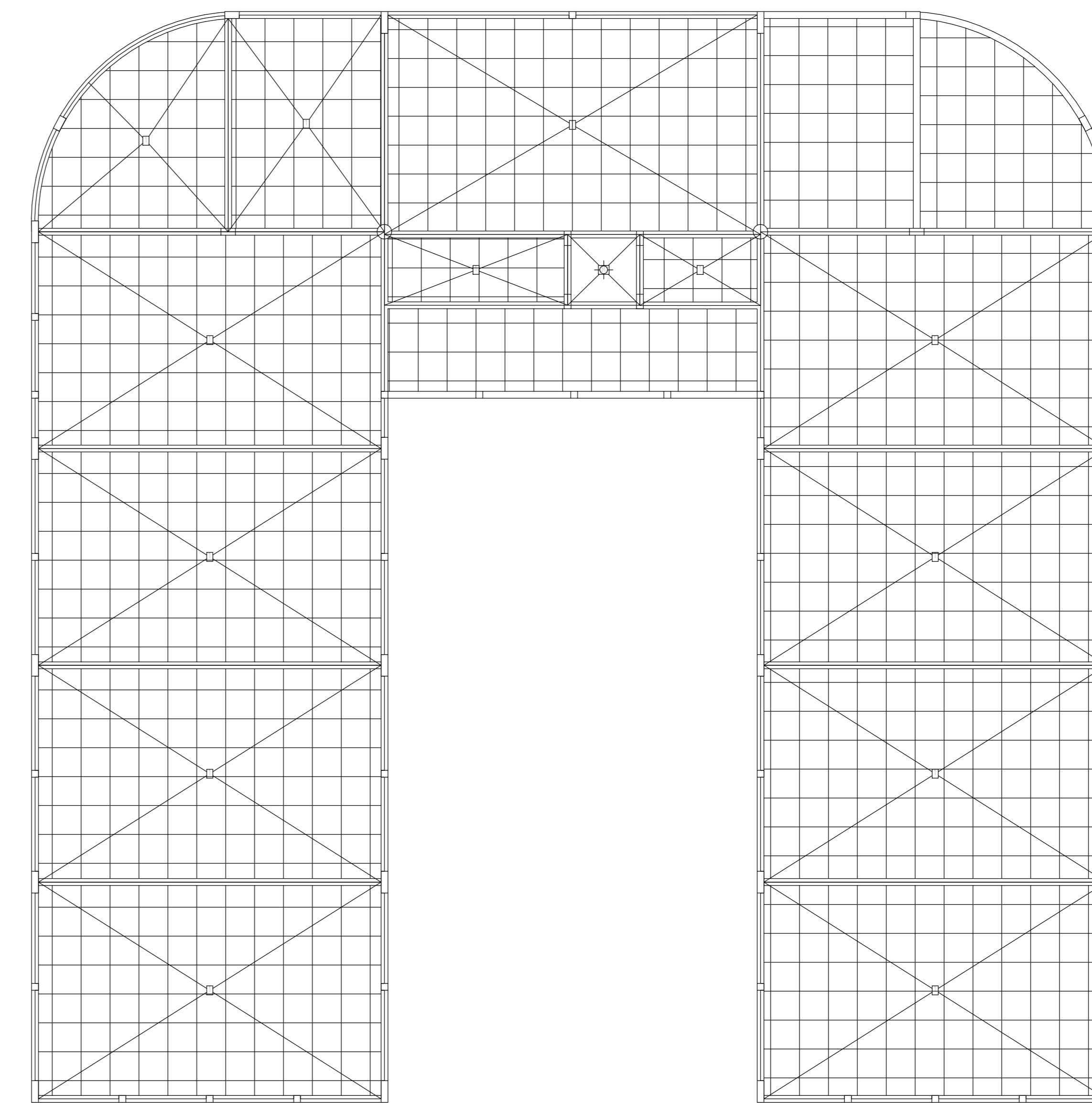
Cargas permanentes



Cargas permanentes



Sobrecarga (Uso 2)



Sobrecarga (Uso 2)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

CONTEUDO:

ARMADURAS NAS LAJES E CARGAS DA EDIFICAÇÃO

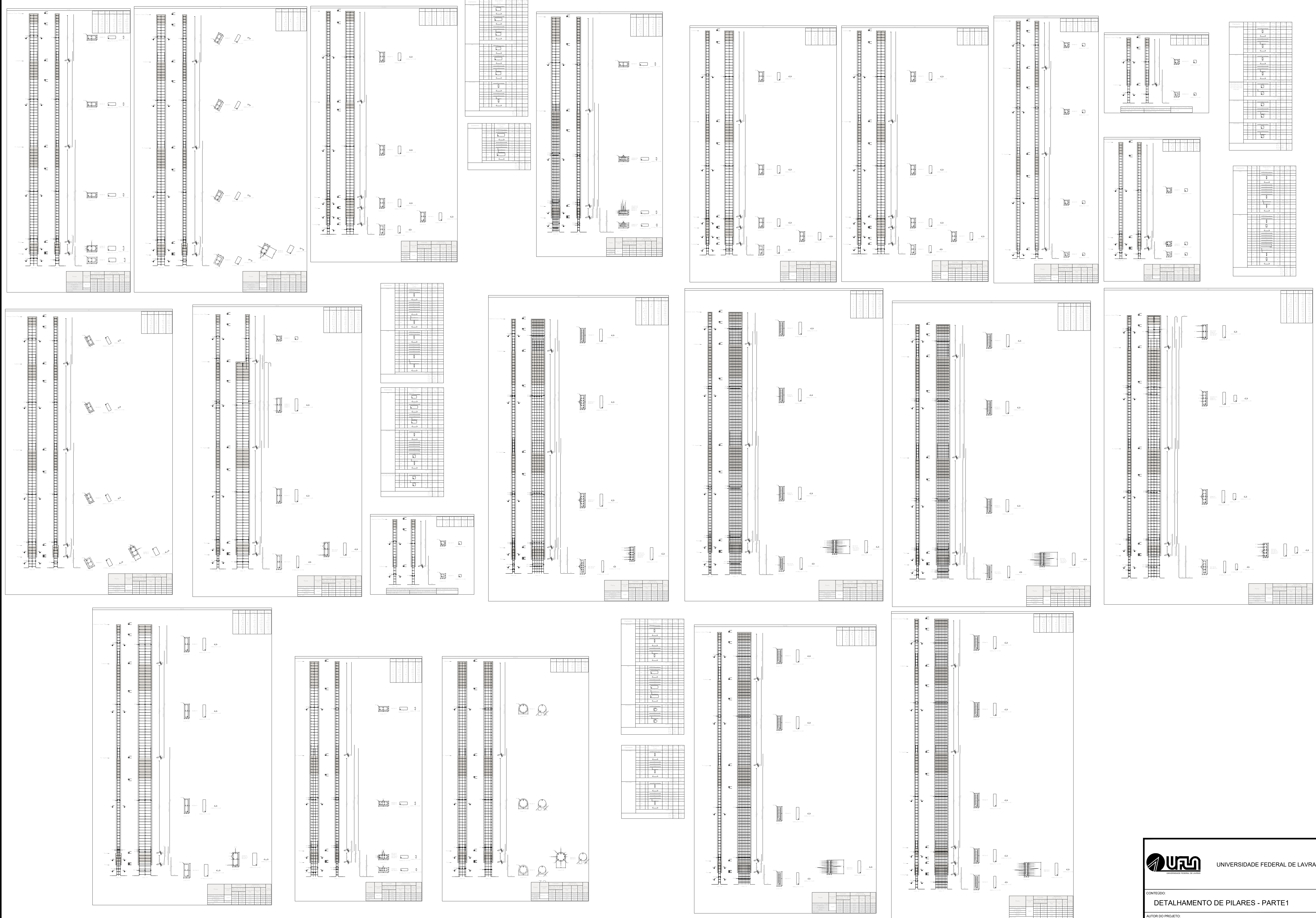
AUTOR DO PROJETO:

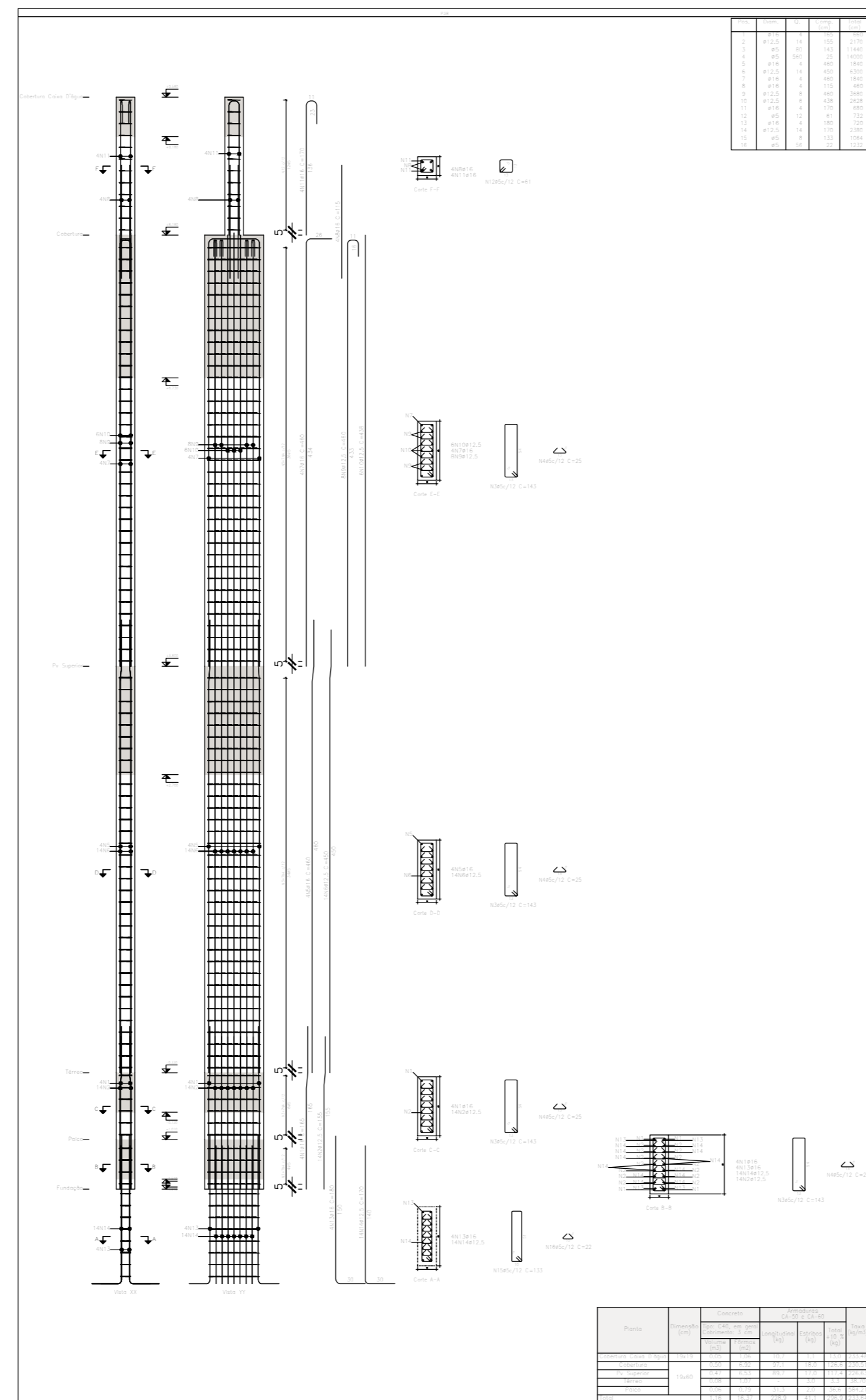
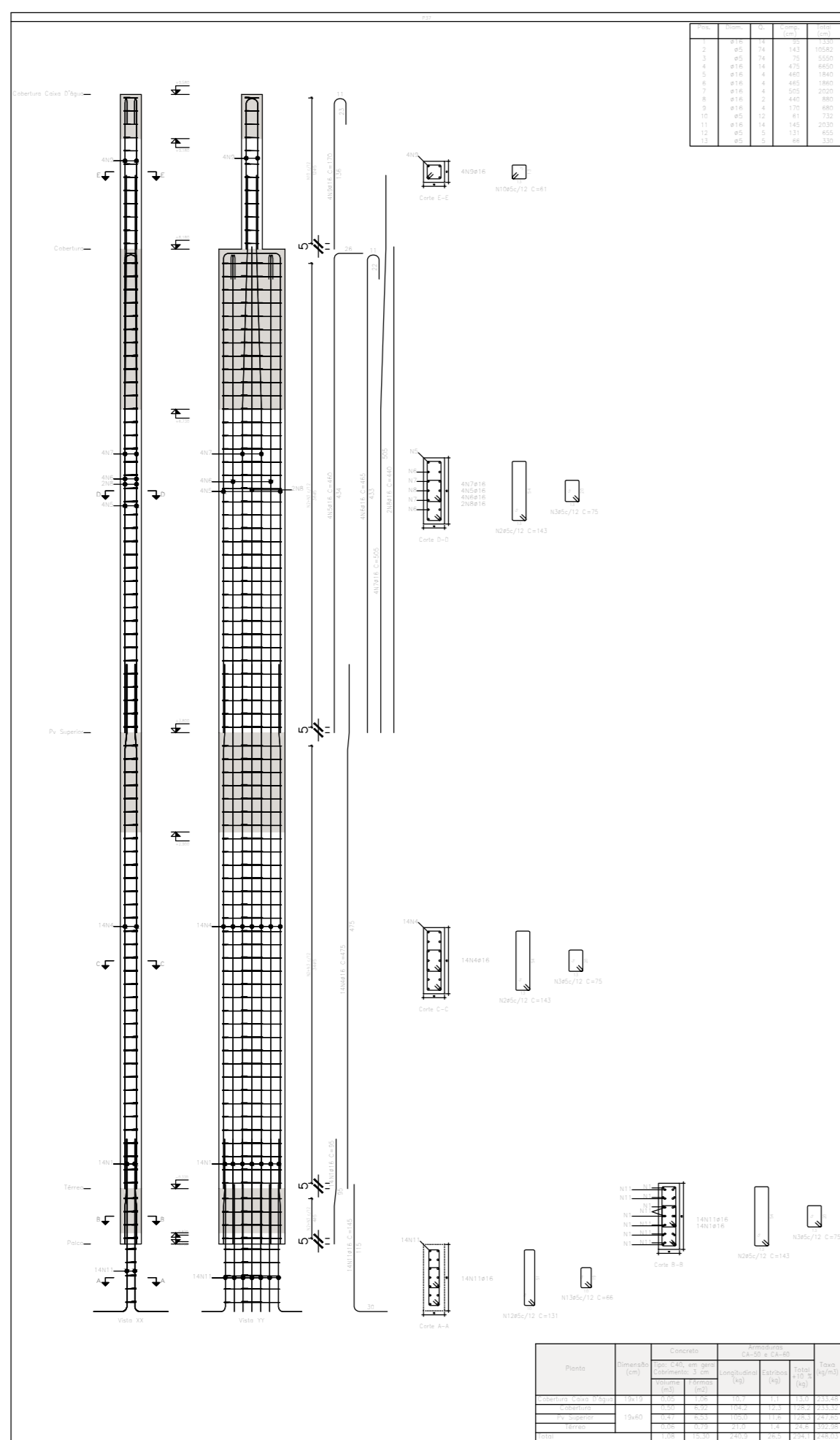
BRENO SILVA CHAGAS

ESCALA:

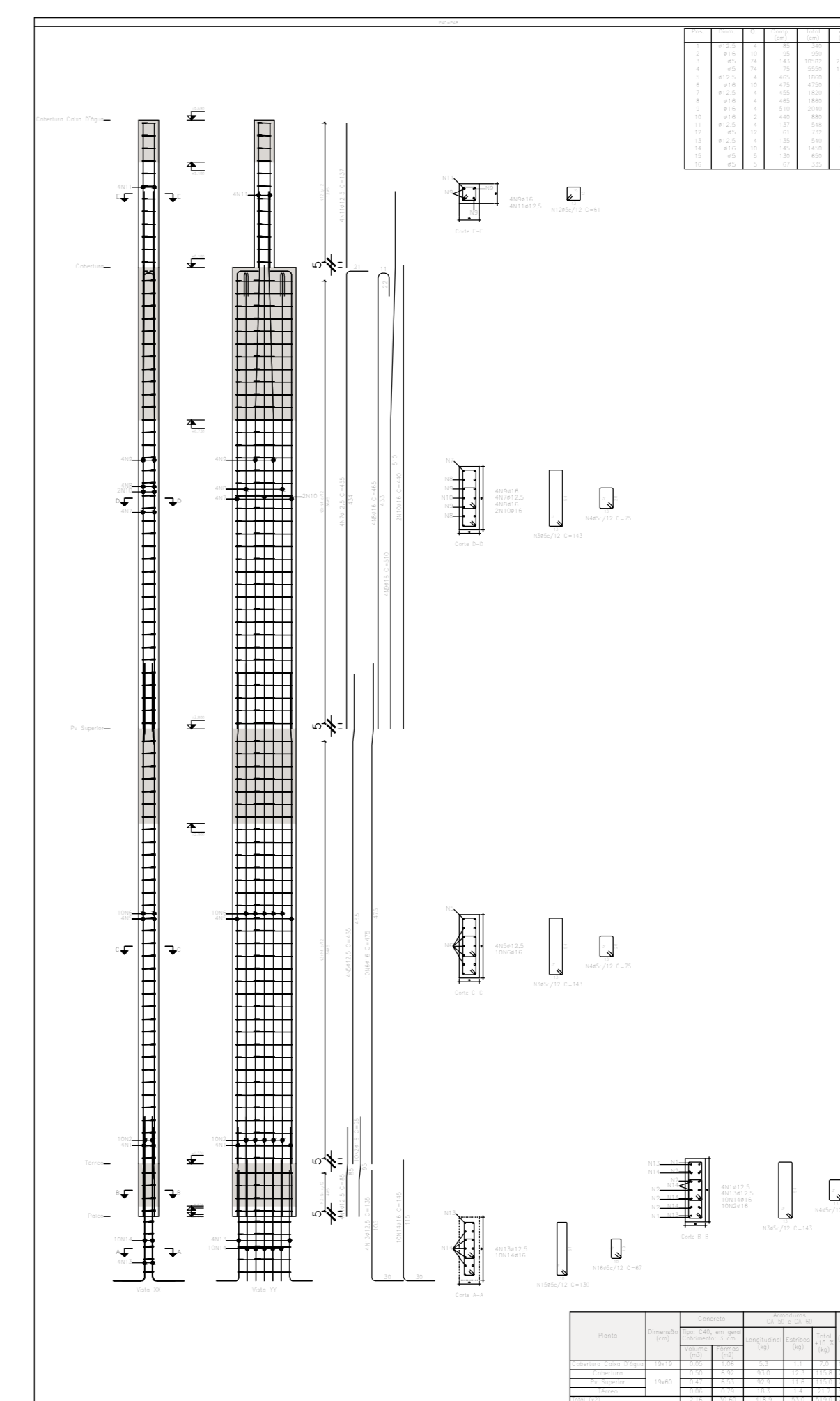
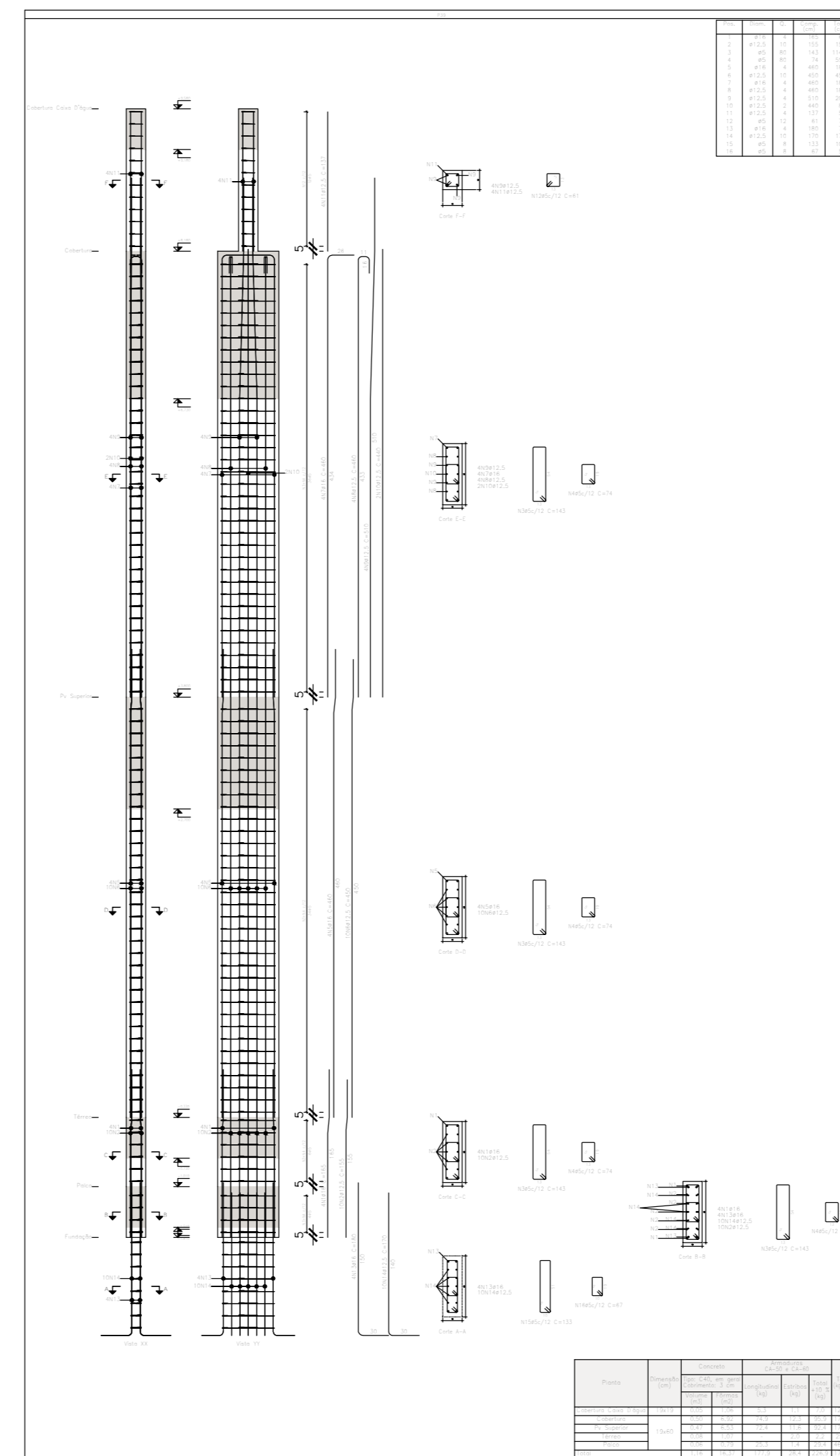
1/100

**APÊNDICE F – Detalhamento de pilares do projeto feito com a
NBR 6120:1980**

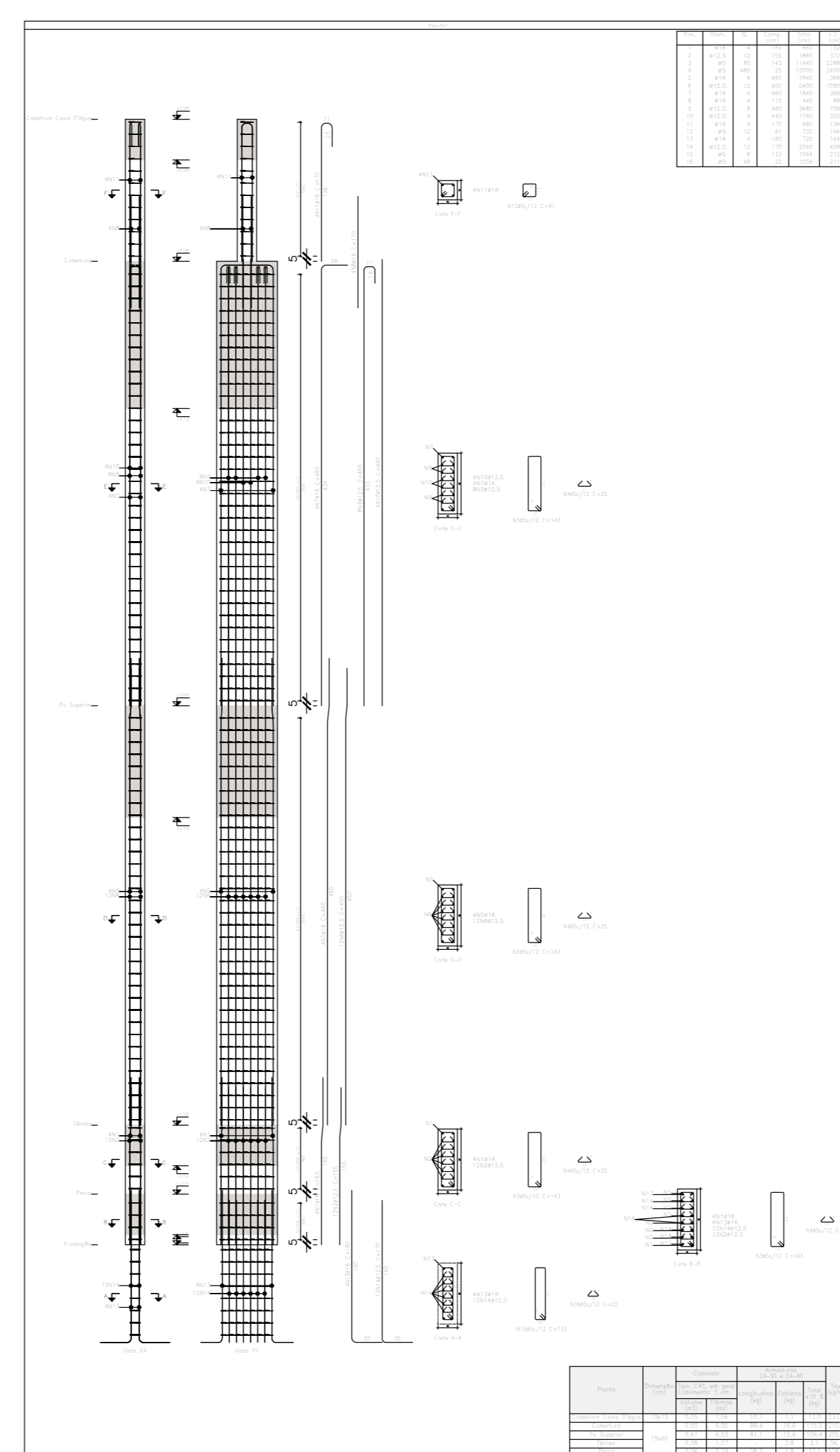
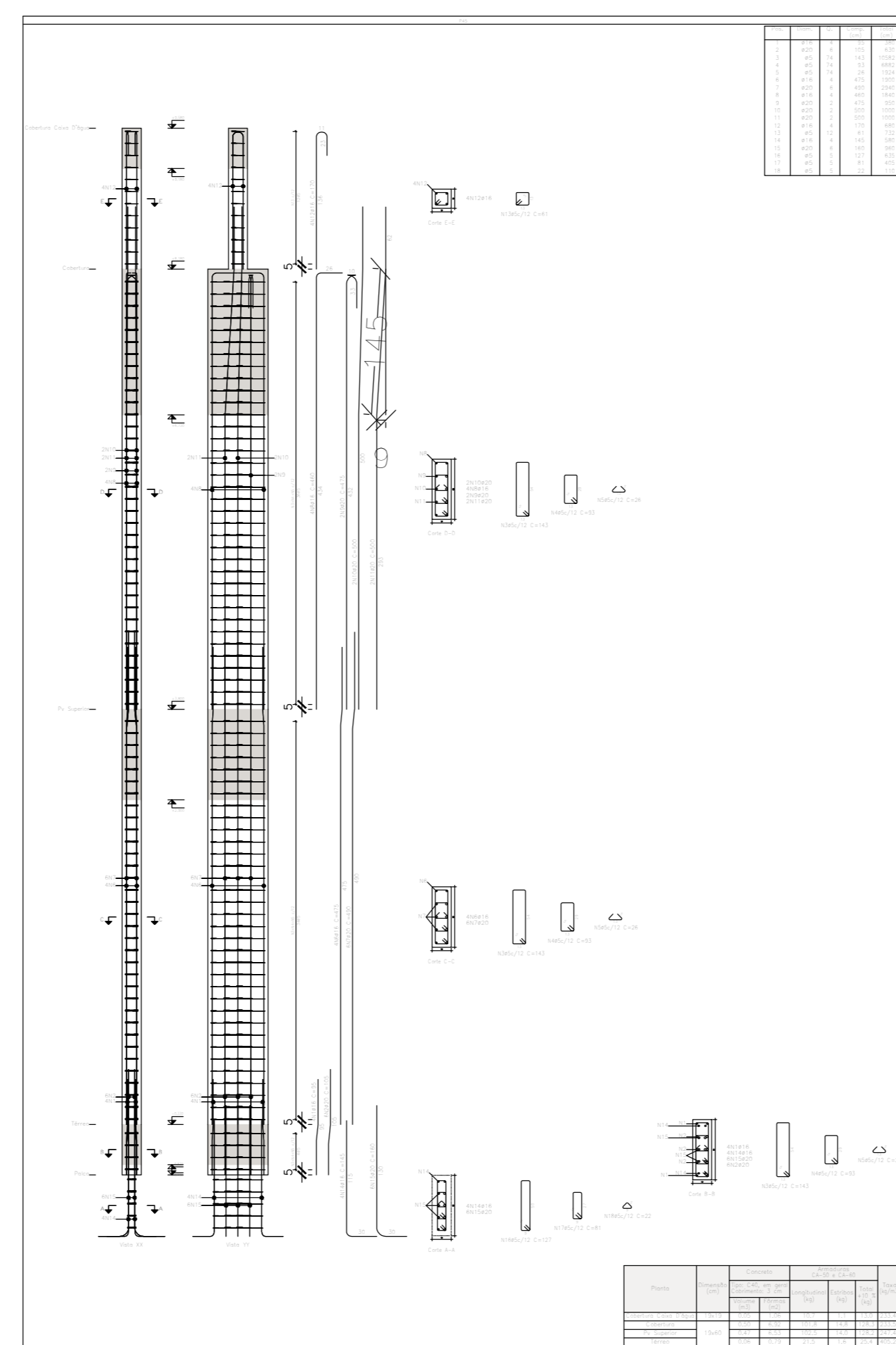




1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---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

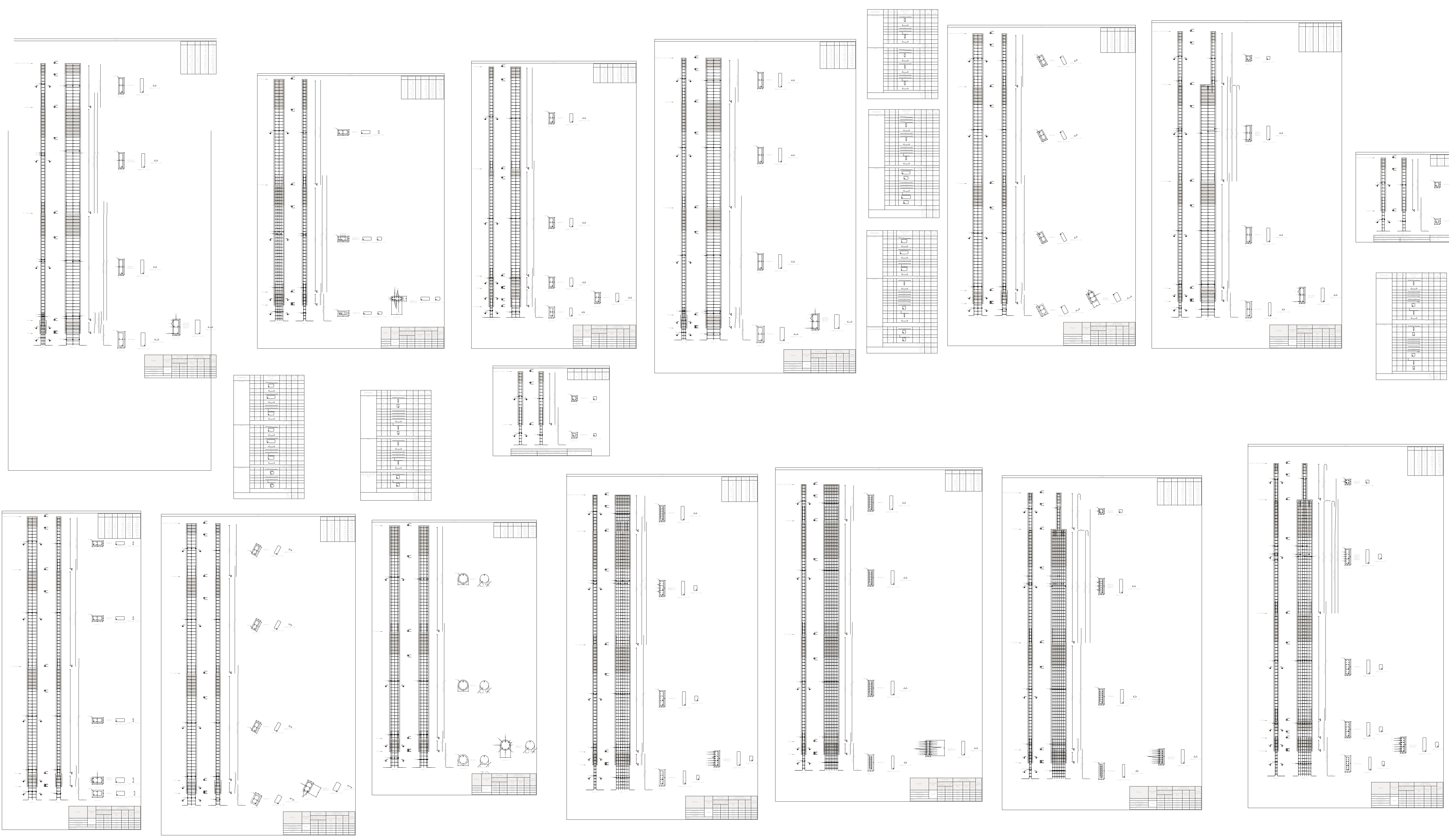


1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---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



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

**APÊNDICE G – Detalhamento de pilares do projeto feito com a
NBR 6120:2019**



UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

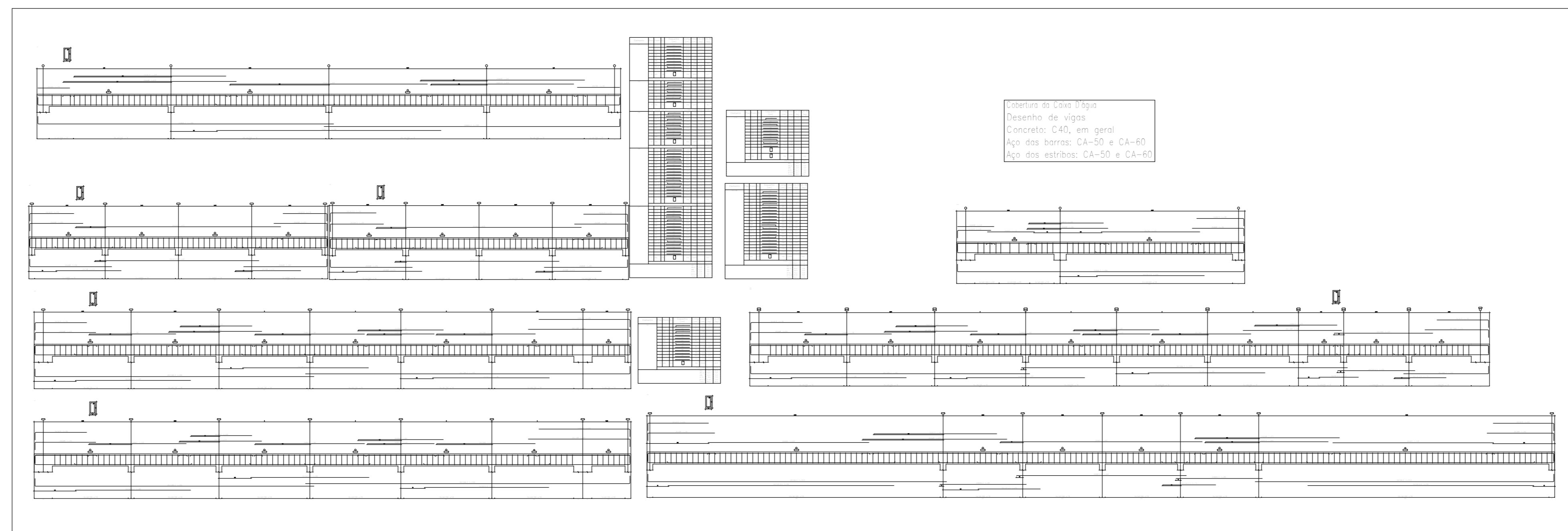
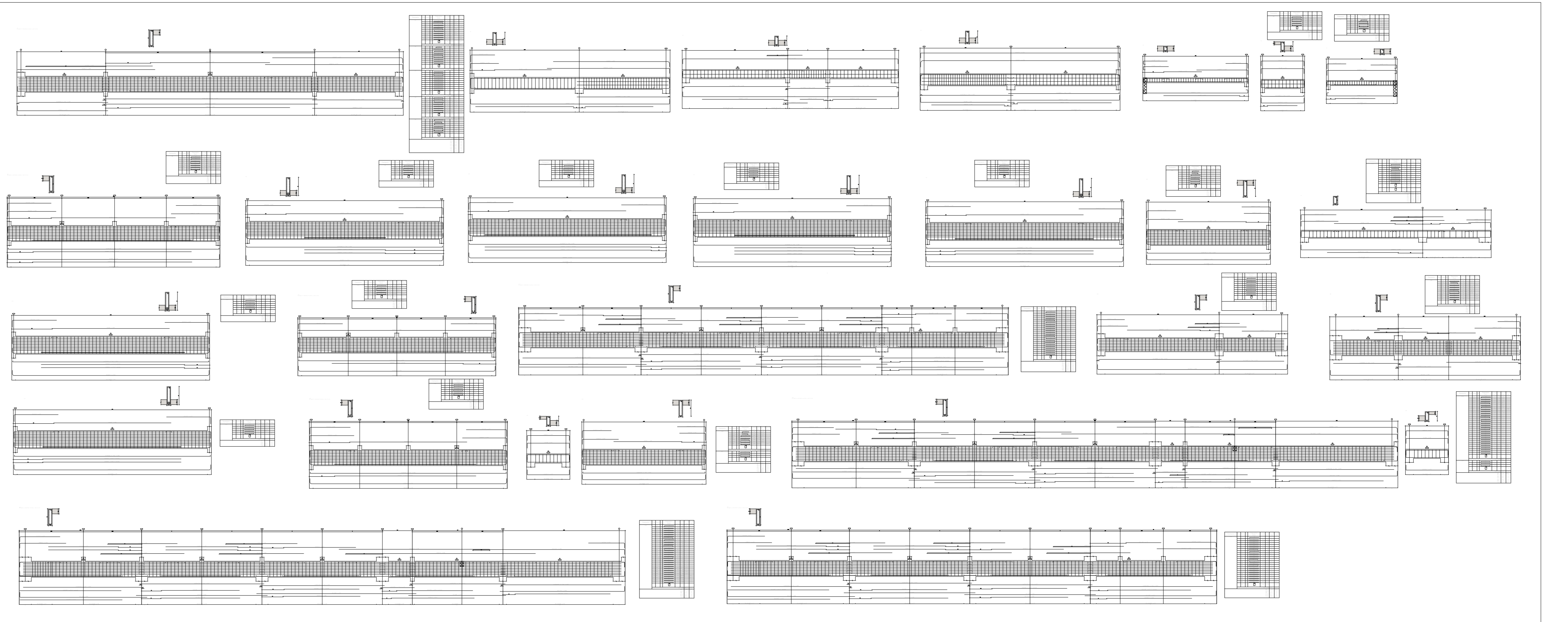
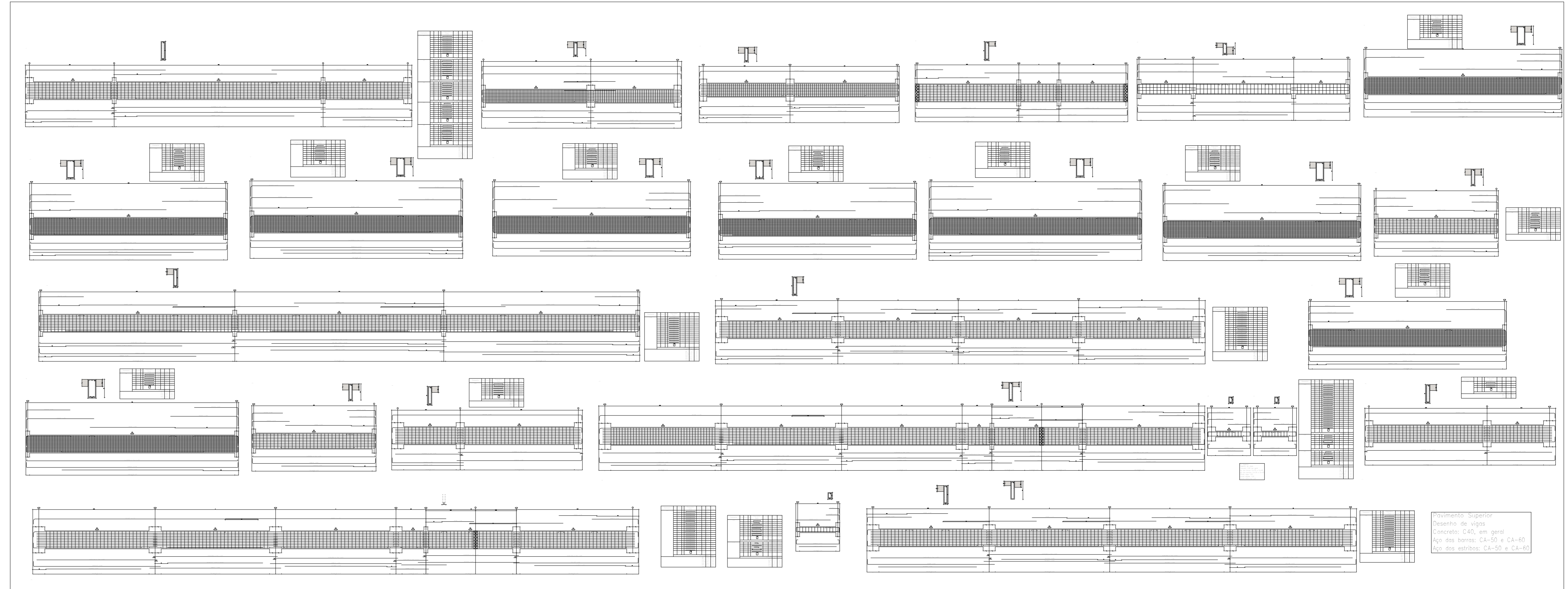
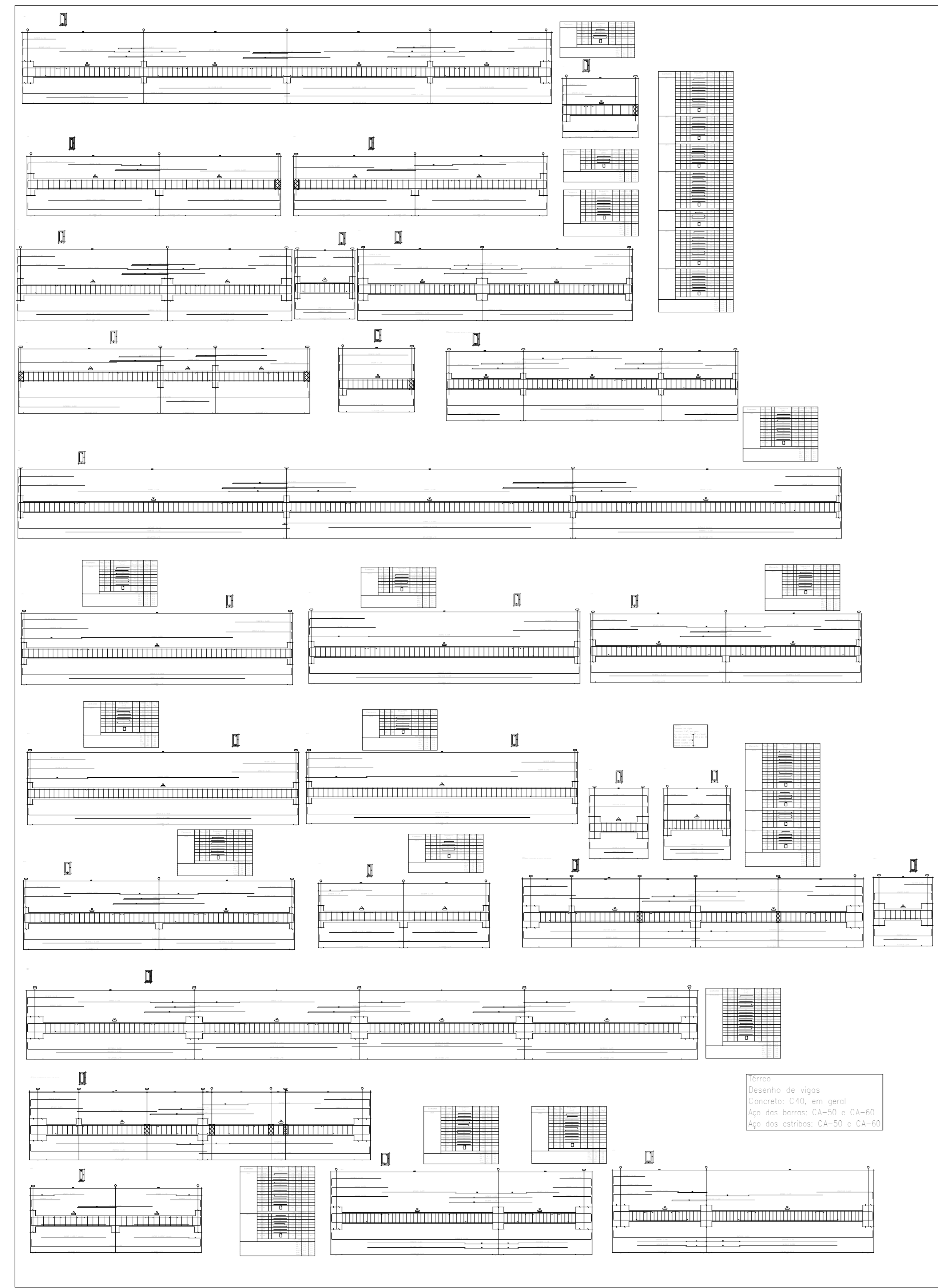
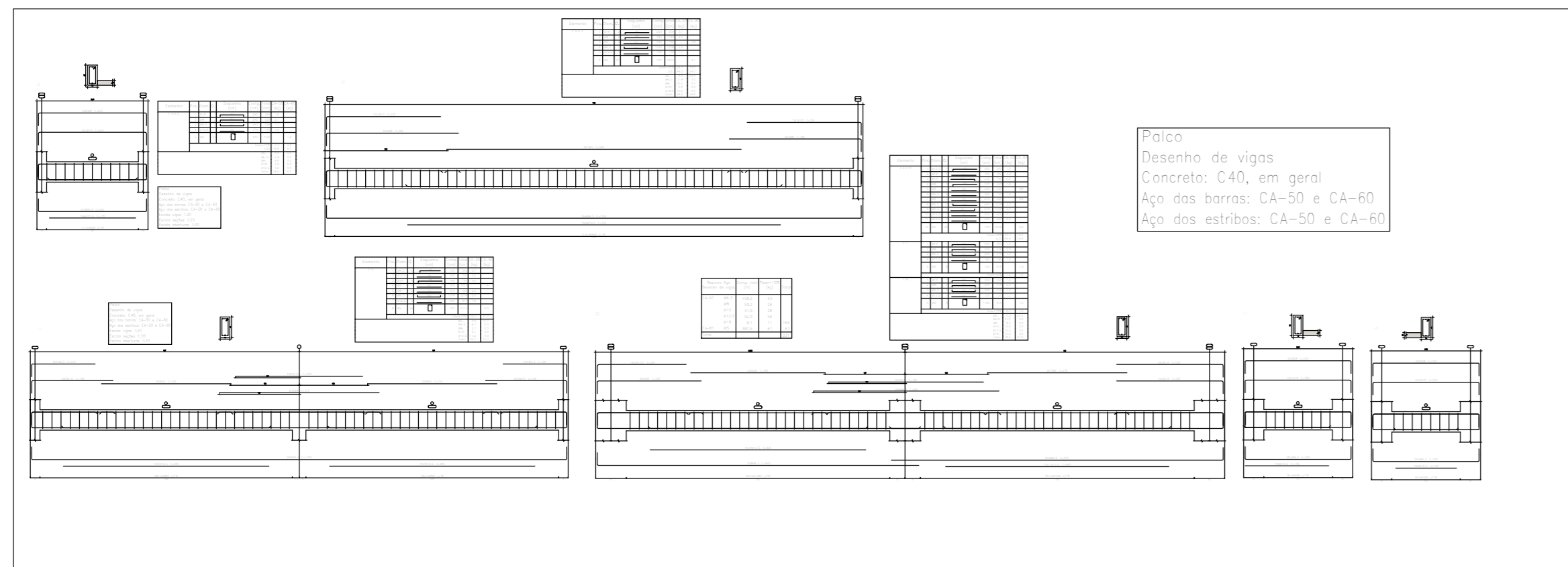
CONTEUDO:
DETALHAMENTO DE PILARES

AUTOR DO PROJETO:
BRENO SILVA CHAGAS

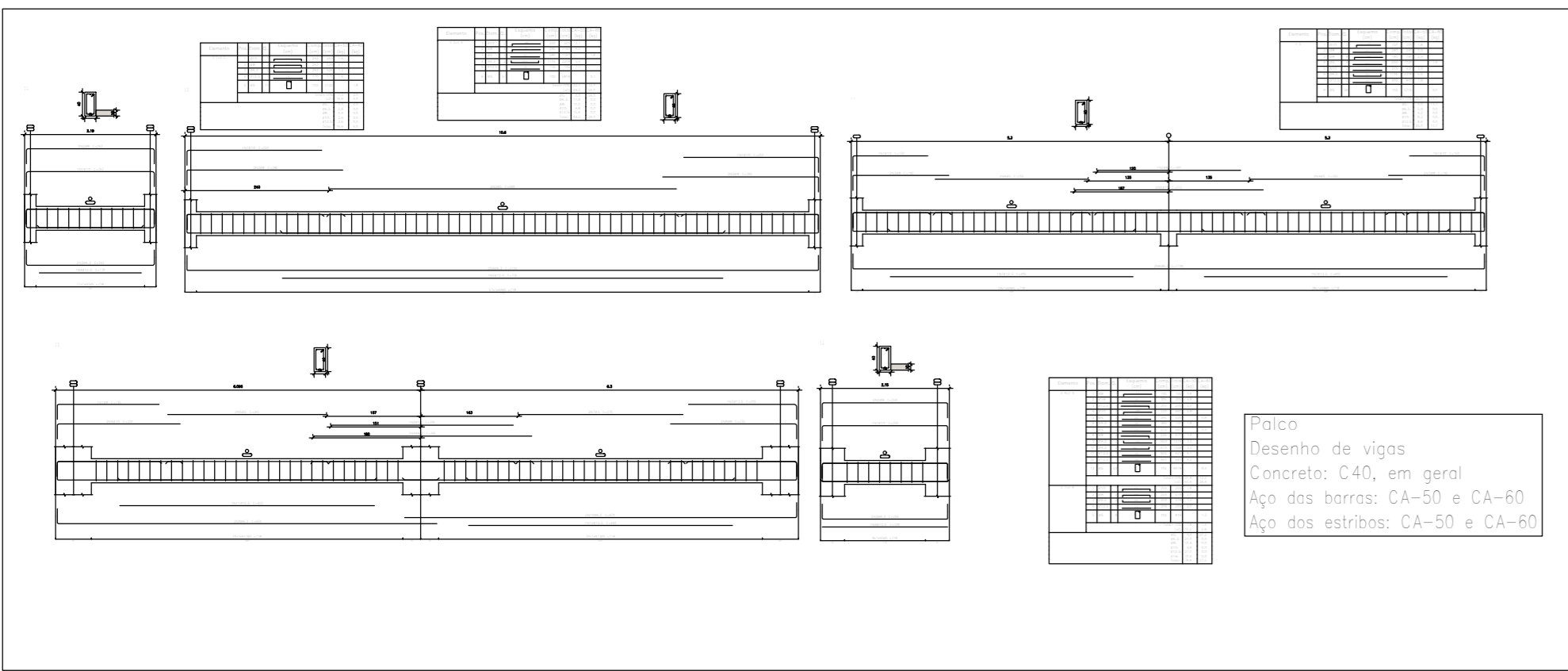
ESCALA:
1/50



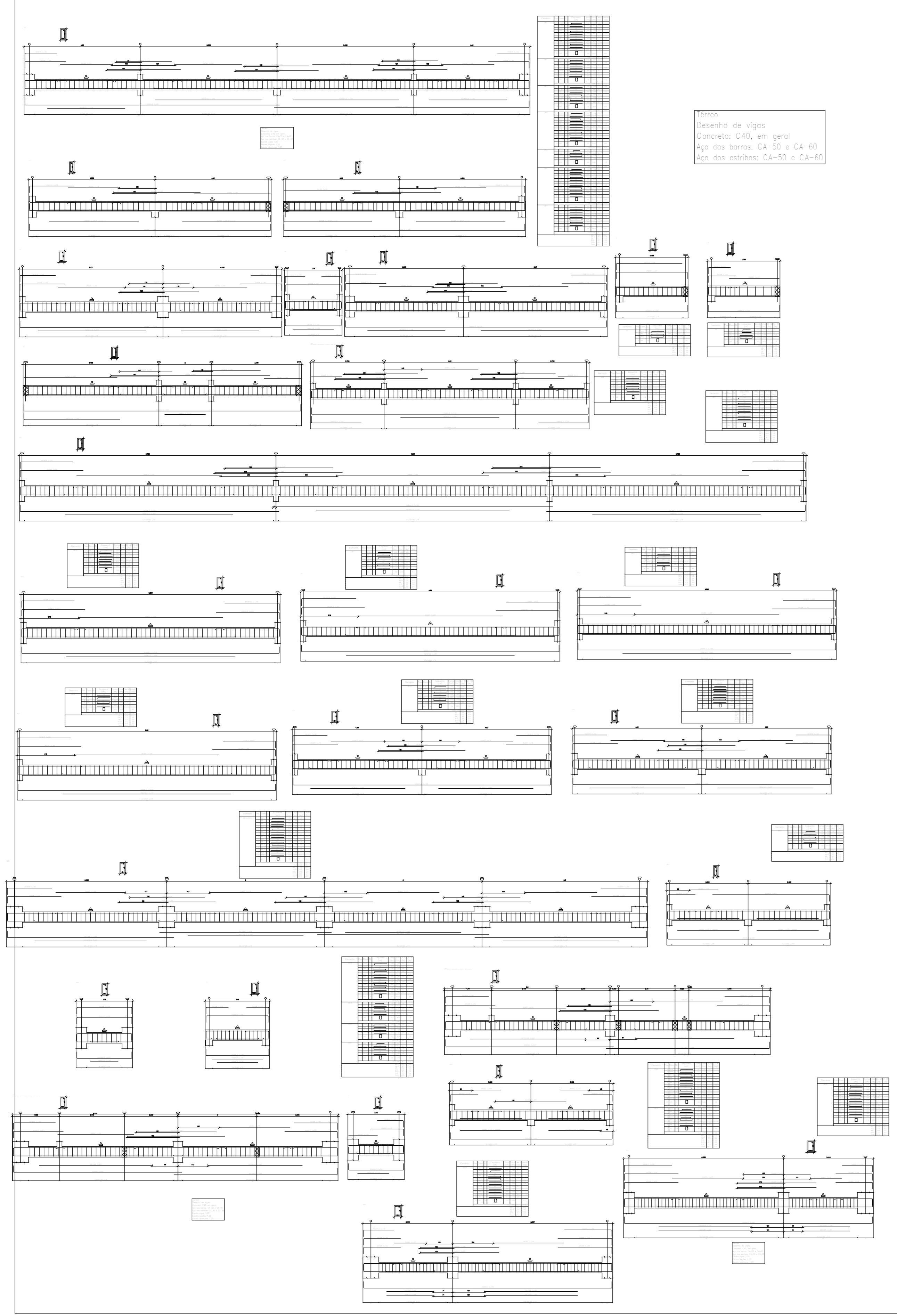
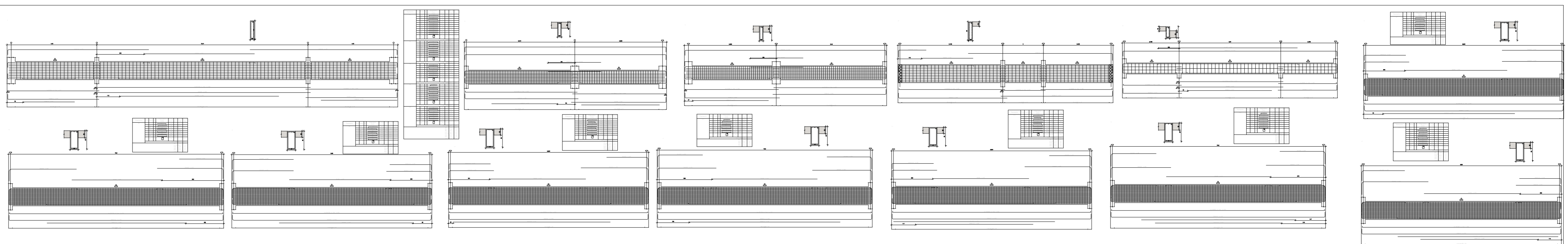
**APÊNDICE H – Detalhamento de vigas do projeto feito com a
NBR 6120:1980**



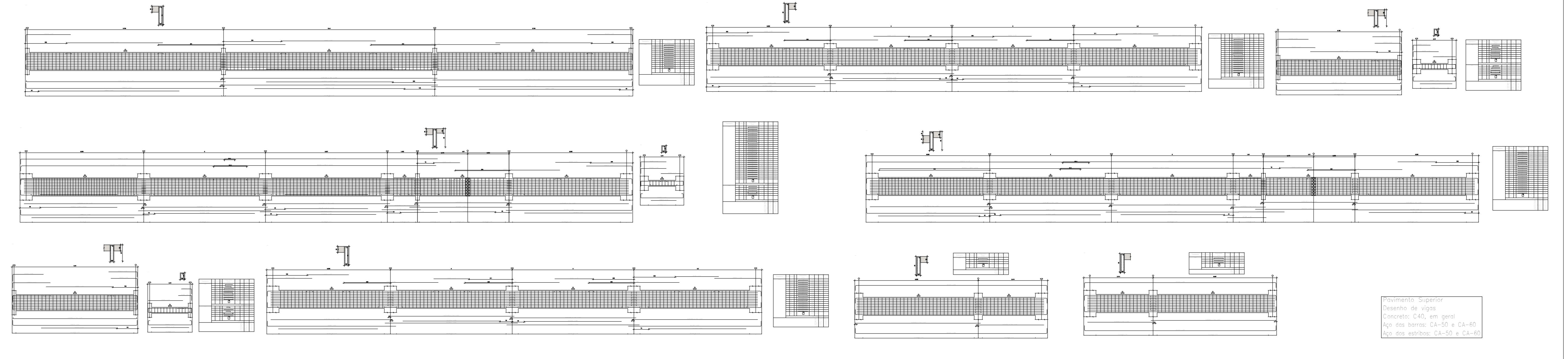
**APÊNDICE I – Detalhamento de vigas do projeto feito com a
NBR 6120:2019**



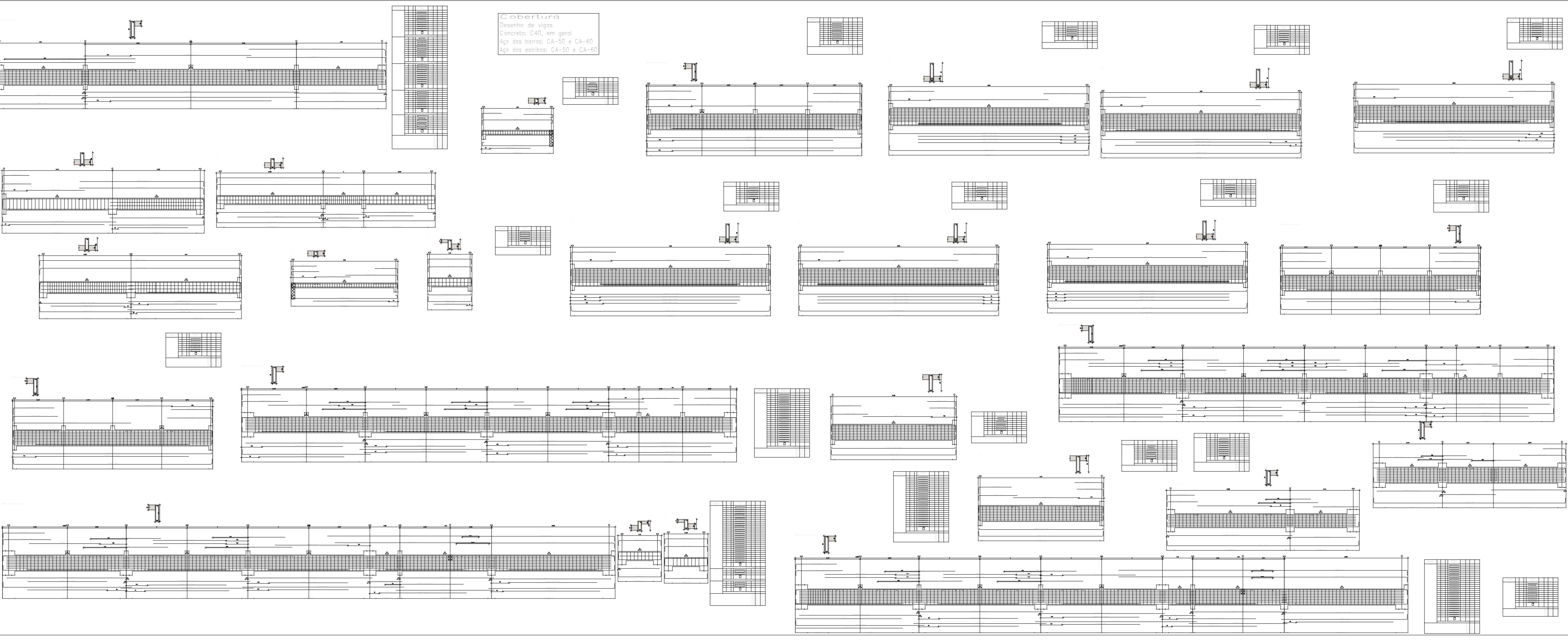
Beira
 Desenho de vigas
 Concreto C40, em geral
 Aço das barras: CA-50 e CA-60
 Aço dos estribos: CA-50 e CA-60



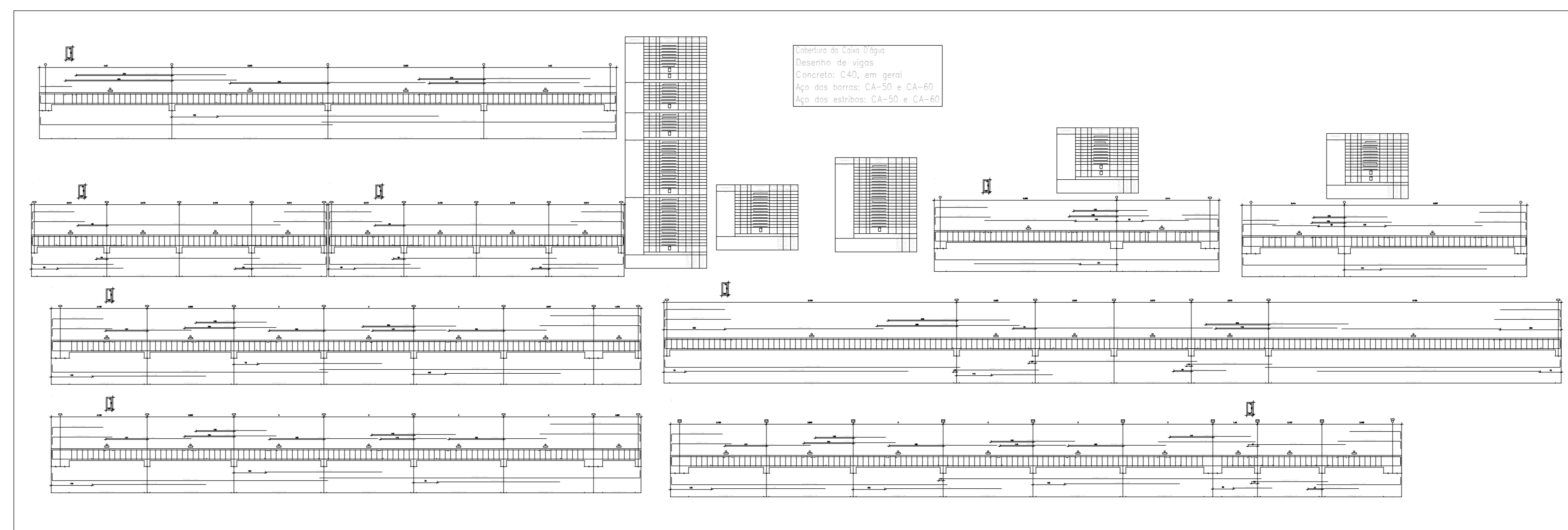
Beira
 Desenho de vigas
 Concreto C40, em geral
 Aço das barras: CA-50 e CA-60
 Aço dos estribos: CA-50 e CA-60



Forçamento Superior
 Desenho de vigas
 Concreto C40, em geral
 Aço das barras: CA-50 e CA-60
 Aço dos estribos: CA-50 e CA-60



Cobertura
 Desenho de vigas
 Concreto C40, em geral
 Aço das barras: CA-50 e CA-60
 Aço dos estribos: CA-50 e CA-60



Beira de Lado Vigas
 Desenho de vigas
 Concreto C40, em geral
 Aço das barras: CA-50 e CA-60
 Aço dos estribos: CA-50 e CA-60