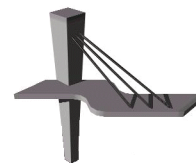




UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Análise de sistemas estruturais metálicos em arco para centros esportivos

Fabício Costa Silva – 11311ECV015

Uberlândia, 2017

*Análise de sistemas estruturais metálicos em arco para centros
esportivos*

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Uberlândia como requisito parcial para
obtenção do título de bacharel em engenharia civil.

Orientador: Professor Dr. Gregório Sandro Vieira.

Uberlândia, 2017

Agradeço primeiramente a Deus por me conceder a chance de vivenciar as experiências de uma graduação que muito contribuiu para minha formação como cidadão e profissional da engenharia.

Ao meu pai Geraldo, minha mãe Cleonides, meu irmão Wagner e minha irmã Sinara pelo seu amor incondicional, genuíno e por tornarem possível a concretização deste sonho.

Agradeço também a todos os professores que me acompanharam durante a graduação; em especial, ao professor Gregório Sandro Veira, pelos ensinamentos transmitidos e pela excelente orientação prestada.

RESUMO

Neste trabalho, foi realizado um estudo da variação da taxa de consumo de aço para diversos arranjos de estruturas metálicas em arco destinadas a centros esportivos. Diversos modelos foram concebidos com diferentes geometrias e condições de vinculação. Esses modelos foram divididos em três grupos ou sistemas estruturais, com o objetivo de determinar o mais eficiente do ponto de vista de massa da estrutura. Variando-se alguns parâmetros básicos do projeto estrutural de um ginásio, tais como o comprimento do vão dos arcos e o espaçamento entre quadros curvos, os modelos foram dimensionados através do programa computacional STRAP®. O dimensionamento foi feito com base nas prescrições dispostas na norma técnica ABNT NBR 8800:2008. Calculados os modelos, verificou-se que a taxa de aço de aço pode sofrer grandes variações de um sistema para outro e, em um mesmo sistema, varia consideravelmente em relação ao vão e ao espaçamento. Para um determinado sistema e um determinado vão, observou-se que a utilização de pequenos espaçamentos entre pórticos com o intuito de diminuir o carregamento sobre cada quadro curvo pode ocasionar grandes taxas de aço. Averiguou-se que esse fenômeno se dá em decorrência da limitação da esbeltez de peças comprimidas. Por outro lado, grandes espaçamentos resultam em grandes áreas de influência que, por sua vez, exigem seções maiores para resistirem aos esforços solicitantes. Assim, existe um espaçamento intermediário ou ótimo que fornece a menor taxa de consumo de material, possibilitando a elaboração de projetos estruturais mais econômicos.

Palavras-chave: Estruturas arqueadas. Estruturas de aço. Arcos. Taxa de aço. Projeto estrutural.

ABSTRACT

In this work, a study of the variation of steel consumption rates for various arrangements of arch steel structures to sports centers was carried out. Several models were designed with different geometries and bonding conditions. These models were divided into three groups or structural systems, in order to determine the most efficient from the material consumption point of view. By varying some basic parameters of the structural design of a gymnasium, such as the span of the arches and the spacing between curved frames, the models were designed along the STRAP® computer program. The structural design was done based on the provisions set forth in the technical standard ABNT NBR 8800:2008. After the calculation of the models, it was verified that the steel rate can suffer great variations from one system to another and, for the same system, it varies considerably in relation to the span and the spacing. For a given system and a certain span, it should be noted that the use of small spacing between frames, in order to decrease the load on each curved frame, can cause great steel rates. It has been found that this phenomenon occurs due to the limitation of the slenderness of compressed members. On the other hand, large spacing results in large surrounding areas that, in turn, require larger sections to resist soliciting efforts. Thus, there is an intermediate or optimal spacing that offers a lower rate of material consumption, allowing for the elaboration of more economical structural projects.

Keywords: Arch structures. Steel structures. Arches. Steel rate. Structural design.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Considerações gerais.....	1
1.2	Objetivo	3
1.3	Justificativa	4
1.4	Organização do texto	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	Breve histórico das construções em arco	6
2.2	Classificação dos arcos	10
2.2.1	Conceituação	10
2.2.2	Tipos de arcos	11
3	METODOLOGIA.....	14
3.1	Programa utilizado nas análises	14
3.2	Características geométricas dos modelos analisados	15
3.3	Ações consideradas.....	16
3.3.1	Ações permanentes	16
3.3.2	Sobrecarga	17
3.3.3	Forças devidas ao vento.....	17
3.3.4	Temperatura.....	26
4	ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO	27
4.1	Análise estrutural	27

4.1.1	Sistema 1: quadro curvo sobre apoios fixos	27
4.1.2	Sistema 2: quadro curvo engastado	30
4.1.3	Sistema 3: quadro curvo engastado na base e articulado na ligação arco-pilar..	31
4.2	Dimensionamento	32
4.2.1	Combinações últimas de ações	32
4.2.2	Combinações de serviço	33
4.2.3	Particularidades do dimensionamento	34
5	ANÁLISE DE RESULTADOS	39
5.1	Sistema 1: quadro curvo sobre apoios fixos	39
5.2	Sistema 2: quadro curvo engastado	41
5.3	Sistema 3: quadro curvo engastado na base e articulado na ligação coluna-arco.....	43
5.4	Comparação dos sistemas	44
5.5	Sistema 2: análise detalhada	45
5.5.1	Variação da taxa de aço em função do espaçamento.....	47
6	CONCLUSÃO.....	50
6.1	Considerações finais	50
6.2	Sugestões	51
	REFERÊNCIAS.....	53
	APÊNDICE A.....	55
	APÊNDICE B.....	77

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura arqueada de ginásio poliesportivo	1
Figura 2 - Estádio de Wembley, na Inglaterra, e detalhe de seu arco principal	2
Figura 3 - Centro esportivo da Universidade Federal de Uberlândia	3
Figura 4 – Arco natural situado no Parque Nacional dos Arcos, Utah, EUA	6
Figura 5 - Porta all'Arco Volterra (a) e Ponte della Badia (b)	7
Figura 6 – Aqueduto romano Pont du Gard, no sul da França	8
Figura 7 - Corte transversal simplificado mostrando os principais elementos estruturais da construção gótica	9
Figura 8 - Ponte de Coalbrookdale, sobre rio Severn na Inglaterra, 1779	10
Figura 9 – Tipos de arcos: arco triarticulado (a), biarticulado (b) e de extremidades fixas (c)	12
Figura 10 - Flambagem de arco solicitado radialmente	13
Figura 11 - Sistemas estruturais: esquema estático	13
Figura 12 - Variáveis envolvidas na análise	15
Figura 13 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)	18
Figura 14 - Faixas de pressão para abóbadas cilíndricas de seção circular	21
Figura 15 - Perfis de pressão ao longo da cumeeira em telhados curvos	22
Figura 16 - Perfis de pressão para vento a 90° para dois modelos distintos	23
Figura 17 - Curvas isobáricas ($100 c_{pe}$) para vento a 45° e a 60°	24
Figura 18 - Forma do diagrama de momentos fletores do sistema 1: (a) combinação 1; (b) combinação 2	28

Figura 19 – Forma dos diagramas de esforços axiais (a) e cortantes (b) em um dos modelos do sistema 1	29
Figura 20 - Esquema estático do mecanismo de diminuição do momento fletor na chave do arco	30
Figura 21 - Forma do diagrama de momento fletor do sistema 2 para um dos modelos	31
Figura 22 - Diagrama de momento fletor do sistema 3 para um dos modelos	31
Figura 23 - Sistema de contraventamento	36
Figura 24 - Variação do rendimento em um dos modelos analisados	37
Figura 25 - Esquema de travamento intermediário de terças	38
Figura 26 - Esquema de travamento do banzo inferior do arco.....	38
Figura 27 - Esquema do processo de variação da taxa de aço com o espaçamento	49

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características geométricas dos modelos analisados	16
Tabela 2 - Coeficientes de pressão externa para vento a 0°	22
Tabela 3 - Coeficientes de pressão externa para vento a 90°	23
Tabela 4 - Coeficientes de pressão externa para vento oblíquo	24
Tabela 5 - Coeficientes de pressão externa, c_{pe} , utilizados nas coberturas dos modelos analisados	25
Tabela 6 - Pressões estáticas estimadas, em N/m ²	25
Tabela 7 - Coeficientes de pressão externa, c_{pe} , aplicados às paredes dos modelos analisados	26
Tabela 8 - Pressões estáticas estimadas, em N/m ²	26
Tabela 9 - Combinações últimas de ações.....	32
Tabela 10 - Deslocamentos máximos.....	33
Tabela 11 - Combinações de serviço.....	34
Tabela 12 - Lista de seções para o modelo A 25x36x9 do sistema 1	39
Tabela 13 - Variação da taxa de consumo de aço dos modelos pertencentes ao sistema 1	40
Tabela 14 - Lista de seções para o modelo A 25x36x9 do sistema 2	42
Tabela 15 - Variação da taxa de consumo de aço dos modelos pertencentes ao sistema 2	42
Tabela 16 - Lista de seções para o modelo A 25x36x9 do sistema 3	43
Tabela 17 - Variação da taxa de consumo de aço dos modelos pertencentes ao sistema 2	46

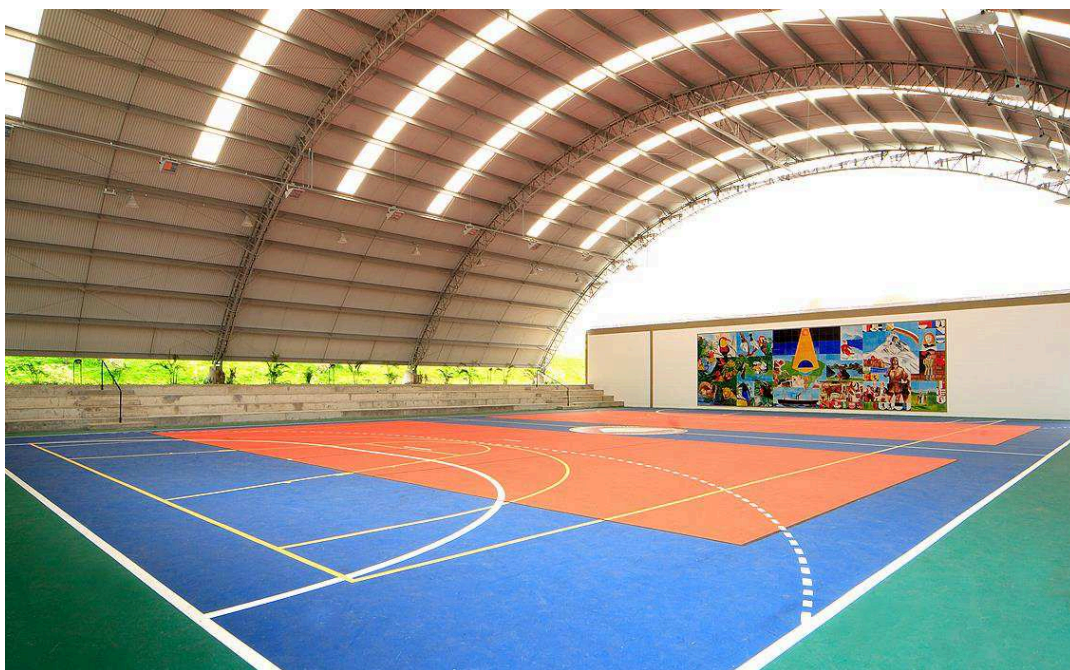
1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Os estádios e centros esportivos fazem parte da vida dos brasileiros e estão presentes em praticamente todo o mundo. Eles simbolizam as paixões esportivas vivenciadas por todos os povos.

Nas escolas, podem-se encontrar os ginásios, que são ambientes destinados à prática de atividades esportivas e ao ensino da educação física. Sua ocorrência é considerável, visto que boa parte das escolas, sejam públicas ou privadas, contam com pelos menos um em sua estrutura. A Figura 1 mostra um detalhe do ginásio poliesportivo do Colégio Suíço-Brasileiro de Curitiba.

Figura 1 – Estrutura arqueada de ginásio poliesportivo



Fonte: Cromo Engenharia (2017)

Todavia, existem projetos mais arrojados, que desafiam a capacidade do homem de construir com economia, velocidade e qualidade. O estádio de Wembley, localizado na Inglaterra, é um grande exemplo dessa categoria: seu projeto inclui espaços para banquetes, locais para reuniões,

espaços para lojas e outras salas multifuncionais, bem como instalações para grandes coberturas da mídia.

Em relação à sua estrutura, o estádio de Wembley conta com um arco treliçado inclinado de 135 m que suporta boa parte da cobertura. Sua cobertura é parcialmente retrátil: quando totalmente aberta, permite que a luz do sol ilumine o gramado, fator essencial para manter os parâmetros de qualidade do campo. Em caso de mau tempo, o teto pode ser fechado no espaço de uma hora, abrigando por completo a totalidade dos 90 mil lugares (ARCELOR MITTAL, 2017). A Figura 2 mostra um detalhe de vista interior desse estádio.

Figura 2 - Estádio de Wembley, na Inglaterra, e detalhe de seu arco principal



Fonte: Arcelor Mittal (2017)

Exemplos de estruturas em arco podem ser encontrados também na cidade de Uberlândia-MG. Um deles está situado no *campus* Santa Mônica da Universidade Federal de Uberlândia (UFU). A construção conta com duas estruturas, uma academia e uma quadra poliesportiva, com raios de curvaturas distintos. Essas unidades são compostas por arcos de seção cheia fabricados através da calandragem de perfis laminados tipo I. A Figura 3 traz uma fotografia dessa estrutura.

Figura 3 - Centro esportivo da Universidade Federal de Uberlândia



Fonte: Comunica UFU (2016)

Nas imagens mostradas até então, observa-se a ocorrência de elementos estruturais em comum: os arcos. Os arcos, em decorrência de sua eficiência estrutural, são utilizados para vencer grandes vãos. São normalmente empregados em projetos de pontes, de estádios e de ginásios esportivos. Além de sua grande capacidade portante, eles proporcionam uma impressão arquitetônica marcante.

Neste trabalho, foi analisado um sistema estrutural normalmente aplicado em projetos de ginásios. Trata-se de um conjunto de arcos constituídos por vigas de alma cheia calandradas de seção constante. Foram observadas diferentes configurações a fim de averiguar a variação do consumo de aço, parcela importante para a economicidade de projetos.

1.2 Objetivo

Este trabalho busca analisar estruturas metálicas em arco, frequentemente empregadas em centros esportivos e ginásios. De uma maneira particular, estudou-se a variação da taxa de consumo de aço (peso estrutural por unidade de área) dessas estruturas sob condições de projeto.

Das numerosas variáveis de um projeto de estruturas metálicas, optou-se pela abordagem de duas frequentemente presentes em projetos de centros esportivos e até mesmo de galpões

industriais: espaçamento entre pórticos e vão principal. Deste modo, o presente trabalho busca conhecer a influência dessas variáveis na taxa de consumo de aço por unidade de área do projeto.

1.3 Justificativa

O Brasil foi sede da Copa do Mundo de 2014. As diversas construções ou reformas realizadas, na ocasião do evento, se traduziram em obras de elevado custo e cronogramas atrasados. Tais problemas podem estar relacionados a uma má gestão ou à falta de planejamento adequado dos projetos. Muitas vezes, tal situação se dá pela insuficiência de parâmetros técnicos que possibilitassem prever custos e prazos de uma maneira mais eficaz.

Outra realidade presente no Brasil é o déficit de ginásios em escolas públicas. Em 2015, a Secretaria de Educação do Estado de Alagoas declarou que, das 313 escolas estaduais que declararam o Censo Escolar, apenas 34 afirmaram ter quadras cobertas para realização de práticas esportivas, ou seja, pouco mais de 10% (TRIBUNA HOJE, 2017). Estes números evidenciam a necessidade de novas obras de infraestrutura na rede pública de ensino.

A construção de centros esportivos tem especial interesse para o Governo, uma vez que é de sua competência a criação de novas creches e escolas públicas. Assim, por exemplo, convém à equipe técnica da Administração Pública conhecer, de maneira aproximada e antecipada, o custo da estrutura metálica de um ginásio com base em características básicas do projeto. Tal informação auxilia no processo de licitação de obras públicas, evitando fraudes e resguardando o uso eficiente dos recursos públicos.

Do ponto de vista das empresas privadas, conhecer a taxa de consumo de aço de diferentes estruturas metálicas auxilia no orçamento e na negociação com o cliente. Assim, a construtora que detém essa informação torna-se mais competitiva, aumentando suas chances de ser aprovada em um processo licitatório ou em uma concorrência privada.

1.4 Organização do texto

Este trabalho foi dividido em seis seções. A primeira seção busca expor os objetivos do presente trabalho, justificando sua realização.

Na seção 2, é apresentada uma revisão bibliográfica sobre construções em arco, a classificação dos principais tipos de arcos empregados e as ações consideradas no cálculo de uma cobertura metálica.

Na seção 3, a metodologia de desenvolvimento deste trabalho é apresentada. Discorre-se acerca do programa utilizado para cálculo dos modelos analisados, a geometria desses modelos e as ações consideradas no dimensionamento estrutural.

Na seção 4, são feitas considerações a respeito do processo de análise estrutural e dimensionamento dos modelos. São mostradas as combinações últimas e de serviço utilizadas conforme prescrições normativas.

A seção 5 traz os resultados obtidos após o cálculo dos modelos. Os gráficos elaborados evidenciam a variação da taxa de aço em relação ao espaçamento entre pórticos. Primeiramente, o estudo teve como enfoque a comparação da eficiência de três sistemas estruturais distintos. Em seguida, o sistema mais eficiente em termos de consumo de aço foi analisado de maneira mais precisa através da adição de novos modelos.

Finalmente, a seção 6 apresenta as principais conclusões e propostas para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

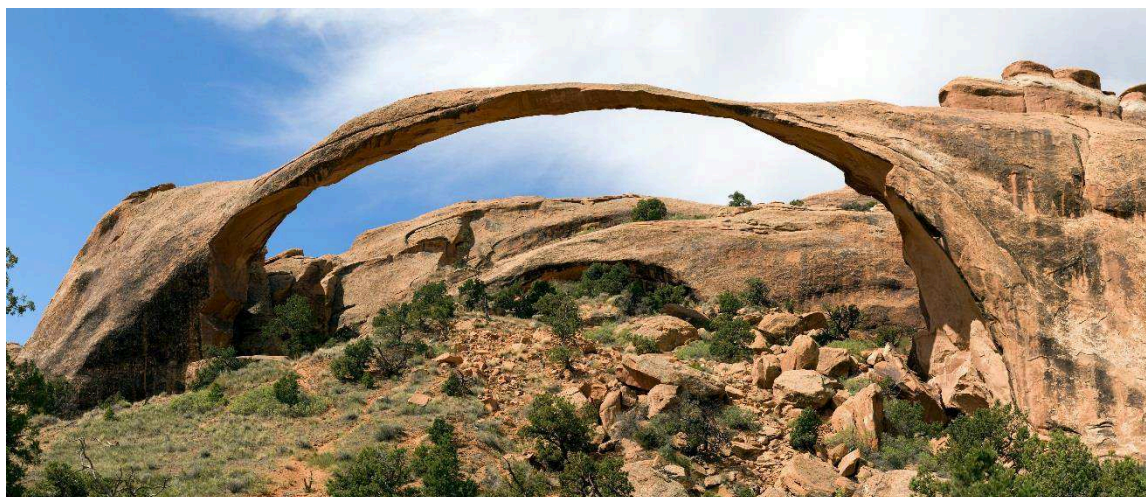
2.1 Breve histórico das construções em arco

Os arcos são estruturas cujo elemento estrutural principal segue um eixo que possui formato curvo. Os arcos são esteticamente apazíveis e causam um efeito suave, sendo o formato curvo das edificações uma das escolhas frequentes dos arquitetos. Entretanto, para o engenheiro civil, além dessas ponderações, desponta uma característica especial dos arcos: seu desempenho estrutural na transmissão de esforços.

Normalmente, os arcos trabalham de maneira que os esforços de compressão sejam preponderantes. Isto acarreta uma diminuição dos efeitos da flexão, grandeza principal em estruturas de alcance horizontal, que buscam vencer grandes vãos.

Os antigos construtores observaram esse fenômeno, fato este que tornou as estruturas arqueadas as mais empregadas nas edificações da época. Descobria-se um novo sistema estrutural, uma alternativa para o primitivo sistema viga-pilar, que prometia oferecer estabilidade e suavidade de forma às edificações. Assim como diversas tecnologias são desenvolvidas com base na observação de fenômenos naturais, a ideia da construção em arcos também seguiu o mesmo processo. Deste modo, formações geológicas podem manifestar o comportamento dos arcos na natureza, como pode ser observado na Figura 4.

Figura 4 – Arco natural situado no Parque Nacional dos Arcos, Utah, EUA



Fonte: BBC News (2014)

Apesar de terem sido encontrados arcos verdadeiros datados de 2500 a.C. no Egito, eles eram apenas utilizados em construções de menor importância, tendo permanecido em segundo plano também na arquitetura mesopotâmica e grega (LAB. DE MECÂNICA COMPUTACIONAL USP, 2006). Foram os etruscos que perceberam por volta do século IV a.C. o grande potencial dos arcos como elementos estruturais capazes de vencer grandes vãos utilizando a pedra como material (LMC USP, 2006). A Porta all'Arco Volterra (século IV a.C., Figura 5a) e a Ponte della Badia (século I a.C., Figura 5b) são dois grandes exemplos do uso de arcos na civilização etrusca.

Figura 5 - Porta all'Arco Volterra (a) e Ponte della Badia (b)



(a)

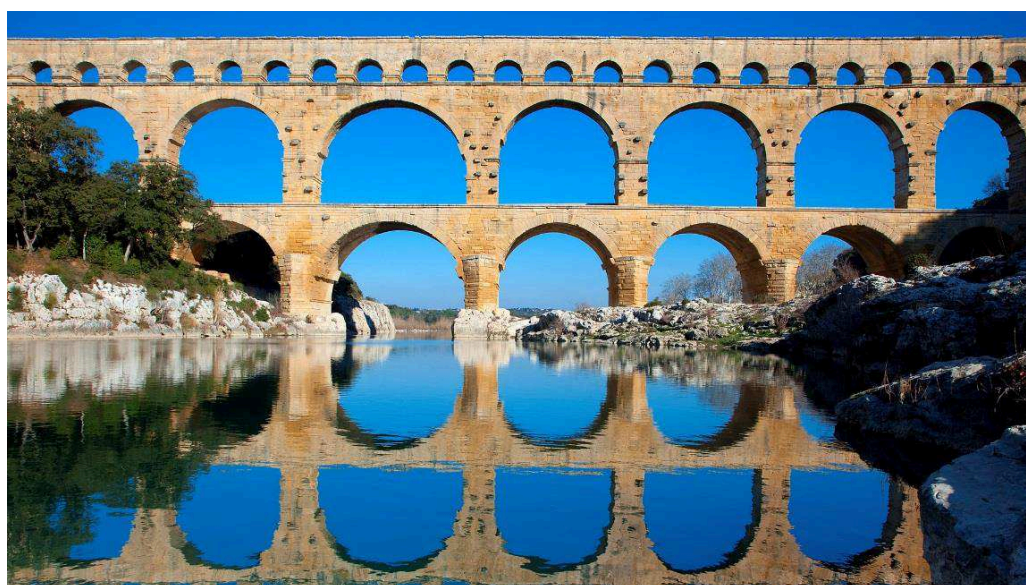


(b)

Fonte: LMC (2006)

Um dos grandes feitos da civilização antiga foi, indubitavelmente, a construção dos complexos sistemas de adução de água por parte dos romanos. Os chamados aquedutos romanos perfaziam 580 km de extensão, dos quais 80 km em arcos que sustentavam condutos livres, abastecendo cerca de um milhão de habitantes (HELLER; PÁDUA, 2006). A Figura 6 mostra uma imagem de um aqueduto romano.

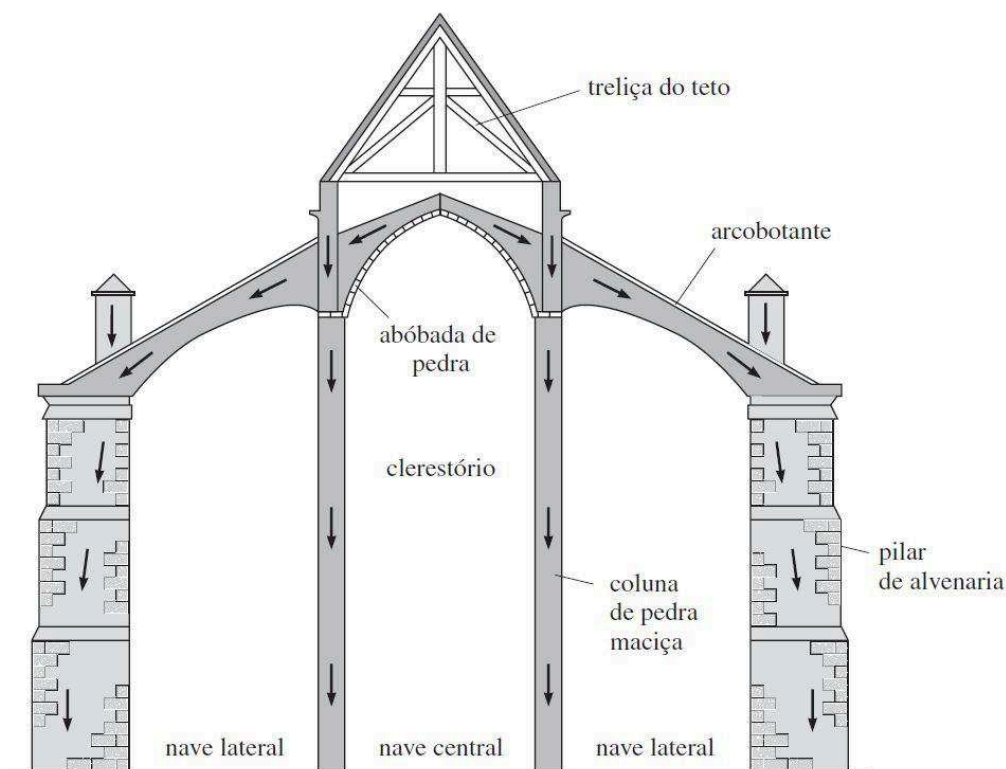
Figura 6 – Aqueduto romano Pont du Gard, no sul da França



Fonte: Oldtime Wallpapers (2017)

As construções do período gótico também guardam a beleza dos arcos imprimida em suas fachadas. Nas grandes catedrais, o arco foi refinado pelo corte de material excedente, e seu formato tornou-se bem mais alongado. O teto abobadado, uma forma tridimensional do arco, também apareceu na construção de catedrais. Elementos de alvenaria em arco, chamados *arcobotantes*, foram usados junto com pilares (grossas colunas de alvenaria) ou paredes para transmitir o empuxo dos tetos abobadados para o chão, conforme Figura 7 (LEET *et al.*, 2009).

Figura 7 - Corte transversal simplificado mostrando os principais elementos estruturais da construção gótica

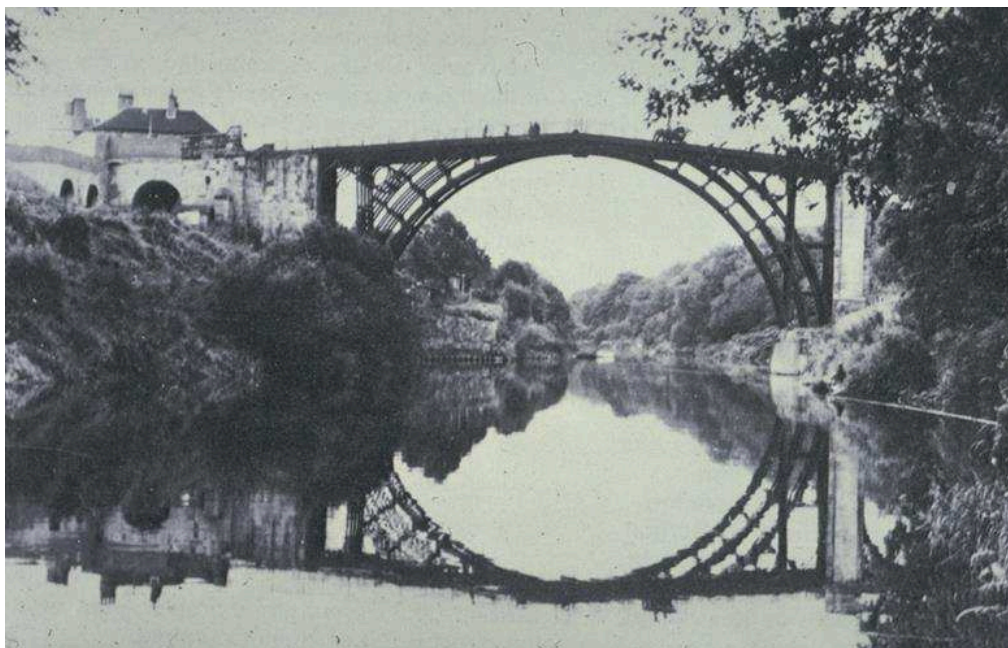


Fonte: Leet *et al.* (2009)

A primeira ponte em ferro fundido foi a de Coalbrookdale, sobre o rio Severn, na Inglaterra. Trata-se de um arco com vão de 30 metros, construído em 1779 (PFEIL; PFEIL, 2009). A Figura 8 apresenta detalhe desse arco que, por ser construído em ferro fundido (material frágil), não pode ser submetido a grandes esforços de tração. A construção dessa ponte no sistema viga-pilar convencional acarretaria tensões de tração nas fibras inferiores da viga que excederiam às suportadas por esse material.

Atualmente, a beleza dos arcos está, mais do que nunca, associada à tecnologia da construção. Pontes, viadutos, estádios de futebol, museus, entre outros, contam com os avanços técnicos proporcionados por centenas de anos de observação e experimentação do comportamento desse tipo de sistema estrutural.

Figura 8 - Ponte de Coalbrookdale, sobre rio Severn na Inglaterra, 1779



Fonte: Columbia University (2017)

2.2 Classificação dos arcos

2.2.1 Conceituação

Os arcos são estruturas curvas que podem ser formadas por uma geratriz parabólica, circunferencial, elíptica, etc. Arcos de forma circular são frequentemente empregados em projetos de centros esportivos em decorrência de sua maior facilidade de execução. Suas extremidades são normalmente denominadas *encontro* ou *nascença* do arco. Seu ponto mais alto, geralmente situado no meio do vão, é chamado de *chave* do arco.

Segundo Leet *et al.* (2009), os arcos são membros fortemente solicitados em compressão direta. Normalmente, os arcos são solicitados em compressão sob seu peso próprio. Para estar em compressão pura, um estado de tensão eficiente, o arco deve ser projetado de modo que a resultante das forças internas de cada seção passe pelo centroide.

Para determinado vão e elevação, existe somente uma forma de arco na qual a solicitação direta ocorrerá para um sistema de forças em particular (SEWARD, 2009). Visto que a base do arco cruza os apoios extremos (encontros) em um ângulo agudo, a força interna nesse ponto exerce um empuxo horizontal, assim como vertical, sobre os referidos encontros (LEET *et al.*, 2009).

Deste modo, arcos apoiados sobre pilares transmitem uma força horizontal concentrada no topo do próprio pilar, o que implica momentos fletores nas fundações e reações horizontais no caso de bases engastadas. Esse tipo de arranjo é comum em estruturas de centros esportivos, onde os deslocamentos no nível do topo dos pilares são amenizados pela colocação de tirantes.

2.2.2 Tipos de arcos

Os arcos podem, de uma maneira geral, ser classificados em três tipos básicos: arcos triarticulados, arcos biarticulados e arcos de extremidade fixa ou engastada.

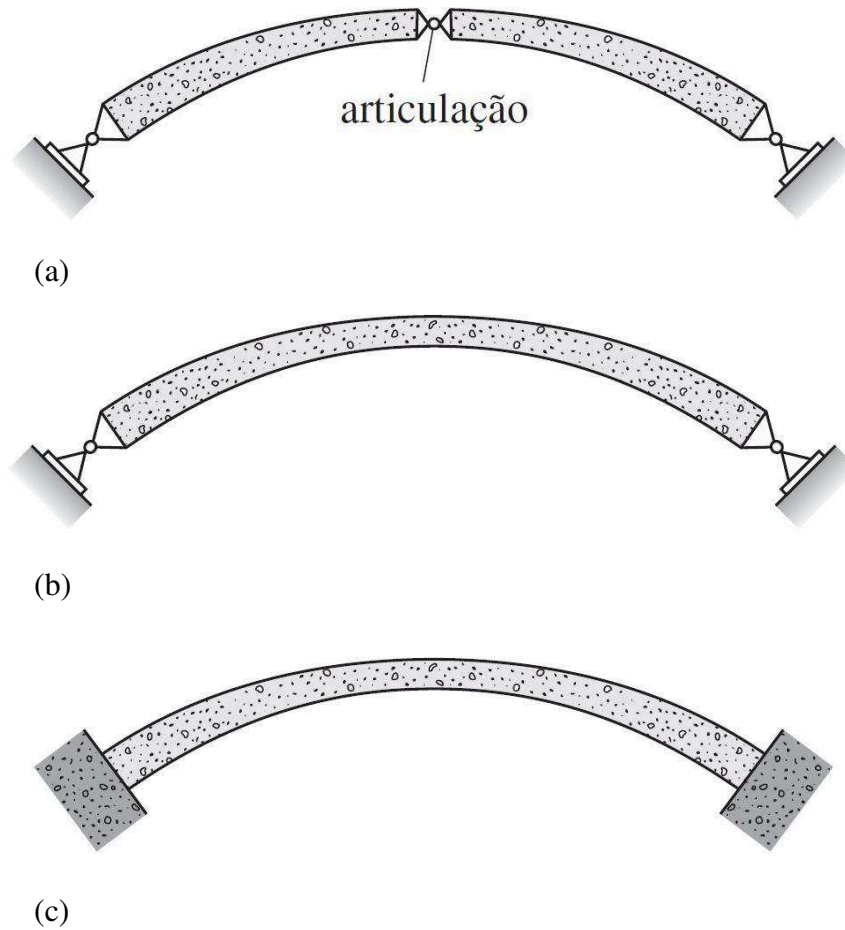
O arco triarticulado é o mais fácil de analisar e de construir. Ele é determinado estaticamente, fato que o torna mais eficiente em relação a mudanças de temperatura, recalques de apoio e erros de fabricação. Nesta situação, não há o desenvolvimento de tensões internas devido a esses tipos de ações.

O arco biarticulado é indeterminado no primeiro grau. Deste modo, ele acarreta tensões internas às estruturas submetidas a variações de temperatura e recalques elevados. Entretanto, por possuir um vínculo extra, possui uma menor deslocabilidade em relação ao arco triarticulado.

Arcos de blocos de alvenaria e de concreto armado são bastante empregados no sistema biarticulado. Como esses materiais não possuem boa resistência à tração, o projetista deve prever casos de descompressão das seções. Haja vista as pequenas tensões de flexão geradas pelos momentos da sobrecarga, quando comparadas às compressões axiais, existem tensões de compressão líquidas em todas as seções do arco. Tal fato ocorre, normalmente, na maioria dos arcos.

Com o objetivo de distribuir os efeitos causados pelos carregamentos atuantes em sua estrutura, o arco biengastado possui, no plano, três vínculos em excesso (estrutura três vezes hiperestática). Sua alta rigidez implica em esforços mais elevados em decorrência de variações de temperatura e recalques. Apesar disto, as suas extremidades engastadas, que absorvem momentos fletores, provocam uma diminuição nos efeitos de flexão no meio do vão. A Figura 9 mostra os três tipos de arcos mais empregados.

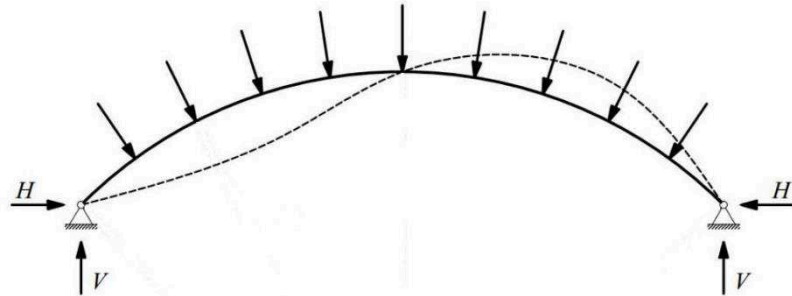
Figura 9 – Tipos de arcos: arco triarticulado (a), biarticulado (b) e de extremidades fixas (c)



Fonte: Leet *et al.* (2009)

Uma outra situação a ser considerada pelo projetista é a possibilidade de flambagem da estrutura. Como o arco sofre principalmente esforços de compressão, instabilidades podem ocorrer, especialmente se seus elementos forem delgados. A Figura 10 mostra desenho esquemático desse fenômeno de instabilidade estrutural.

Figura 10 - Flambagem de arco solicitado radialmente



Fonte: Silva (2016)

Em projetos de coberturas metálicas, normalmente se faz a associação de um arco com pilares, formando um quadro curvo que se repete no sentido longitudinal da construção. A opção por ligações rígidas entre elementos faz com que os esforços sejam melhor distribuídos por toda a estrutura (ROCHA, 1976). Assim, por exemplo, transmitir momentos aos pilares acarreta uma diminuição da intensidade dos momentos atuantes ao longo do arco.

Neste trabalho, os sistemas elegidos para a análise estrutural se encontram na Figura 11.

Figura 11 - Sistemas estruturais: esquema estático



Fonte: Autor (2017)

3 METODOLOGIA

Foram efetuadas modelagens computacionais de diversos arranjos estruturais através do uso do programa STRAP®. Este destina-se ao dimensionamento de perfis laminados, soldados (vigas calandradas e pilares) e formados a frio (terças).

O dimensionamento foi realizado por meio das considerações dispostas nas normas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 6123:1988 e ABNT NBR 8681:2003. Além disso, pesquisas bibliográficas em bibliotecas e na *internet*, bem como visitas de campo foram feitas.

Salienta-se que, no STRAP, os perfis formados a frio são calculados de acordo com a norma estadunidense AISI S100:2007 (*Method for cold-formed steel structural members*); os perfis laminados e soldados são dimensionados pela norma brasileira.

Para efeito de cálculo das ações do vento, todos os modelos analisados foram considerados situados na cidade de Uberlândia-MG. Assim, procurou-se obter soluções estruturais ótimas para distintas configurações geométricas, sendo que em todas as situações foram empregados arcos circulares.

Enfim, observou-se o efeito causado na taxa de consumo de aço devido a variações de parâmetros pré-selecionados.

3.1 Programa utilizado nas análises

O programa STRAP®, cuja abreviatura deriva de *Structural Analysis Program*, é um programa computacional israelense desenvolvido pela empresa *ATIR Engineering Software Development Ltd*. Esse programa foi utilizado no cálculo de todos os modelos.

Suas aplicações são várias: cálculo de estruturas metálicas, de concreto armado e protendido, de pontes, entre outros recursos. Possui uma interface prática e intuitiva (traduzida para Português), e possibilita a análise de estruturas 2D e 3D.

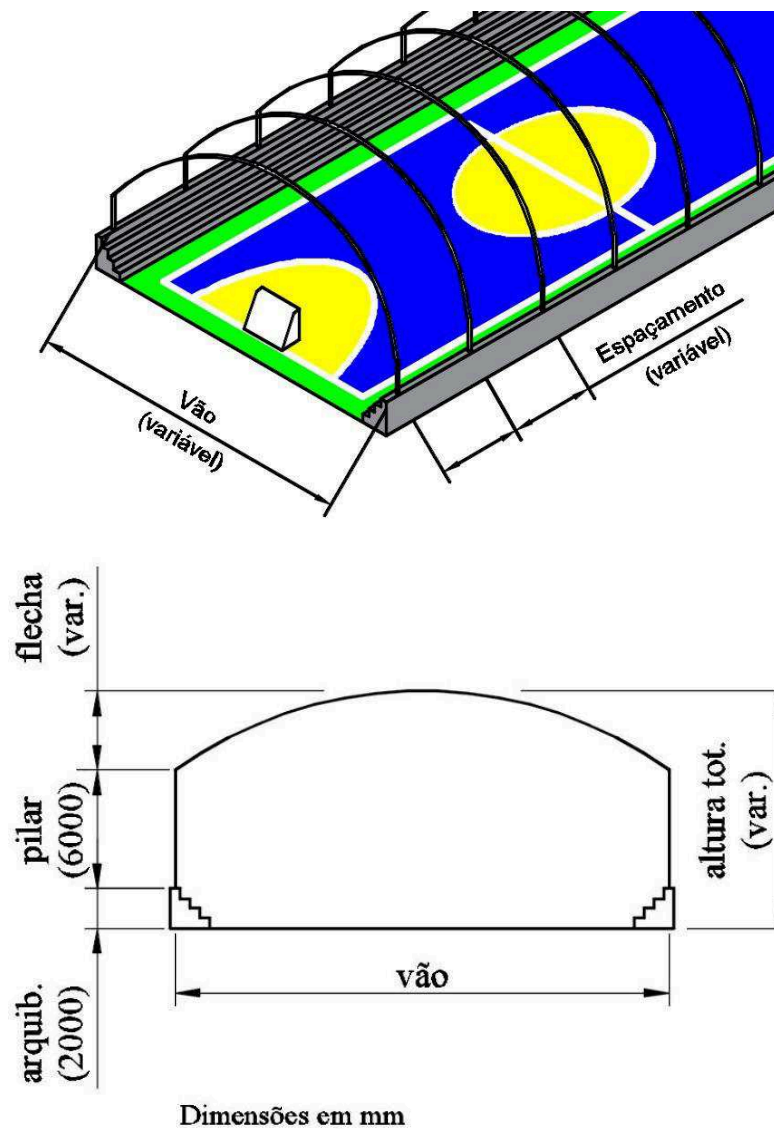
Neste trabalho, utilizaram-se os módulos referentes ao projeto de estruturas metálicas tridimensionais. Através desse programa computacional, foram determinados os diagramas de

esforços solicitantes para diferentes combinações de ações, bem como dimensionadas as barras compostas por perfis soldados.

3.2 Características geométricas dos modelos analisados

Foram analisados os impactos causados na taxa de consumo de aço devido a duas grandezas pré-estabelecidas, quais sejam: espaçamento entre quadros curvos (pórticos) e vão principal. A Figura 12 ilustra as grandezas supracitadas.

Figura 12 - Variáveis envolvidas na análise



Fonte: Autor (2017)

Além dessas variáveis, diferentes vinculações foram consideradas, formando três sistemas estruturais distintos, de modo a buscar soluções mais econômicas do ponto de vista de massa da estrutura.

As dimensões escolhidas para os modelos foram embasadas em projetos correntes de estruturas para centros esportivos. Os Centros de Iniciação ao Esporte (CIEs) foram desenvolvidos pelo Governo Federal Brasileiro, com o objetivo de ampliar a oferta de infraestrutura de equipamento público esportivo qualificado. O Ministério do Esporte disponibiliza acesso gratuito a projetos padronizados e modulados.

Nestes projetos, averiguou-se que as dimensões mínimas de uma quadra poliesportiva são da ordem de 20 m de largura, 35 m de profundidade e 12 m de altura livre em relação ao centro da quadra.

A tabela 1 traz as características geométricas dos modelos estudados, em que modelos com a inicial A possuem vão de 25 m, de inicial B vão de 30 m e C vão de 35 m.

Tabela 1 - Características geométricas dos modelos analisados

Modelo	Vão (m)	Profund. (m)	Espaçam. (m)	Flecha (m)	Altura total (m)	Raio de curvatura (m)	Relação prof./vão	Relação flecha/vão
A 25x36x6	25	36	6	4,0	12,0	21,53	1,44	0,16
A 25x36x9	25	36	9	4,0	12,0	21,53	1,44	0,16
A 25x36x12	25	36	12	4,0	12,0	21,53	1,44	0,16
B 30x36x6	30	36	6	4,8	12,8	25,84	1,20	0,16
B 30x36x9	30	36	9	4,8	12,8	25,84	1,20	0,16
B 30x36x12	30	36	12	4,8	12,8	25,84	1,20	0,16
C 35x36x6	35	36	6	5,6	13,6	30,14	1,03	0,16
C 35x36x9	35	36	9	5,6	13,6	30,14	1,03	0,16
C 35x36x12	35	36	12	5,6	13,6	30,14	1,03	0,16

Fonte: Autor (2017)

3.3 Ações consideradas

3.3.1 Ações permanentes

As ações permanentes decorrentes do peso próprio estrutural foram calculadas pelo programa computacional STRAP®, em função dos perfis empregados. O peso próprio de elementos de ligação e acessórios (chapas, parafusos, correntes etc.) foi considerado através da majoração em 5 % do peso próprio estrutural total.

O peso das telhas da cobertura foi obtido através de catálogos de fabricantes, considerando um espaçamento entre terças constante para todos os modelos e igual a 2,0 m. Para telha metálica trapezoidal de 0,65 mm de espessura, o peso é de aproximadamente 0,06 kN/m².

3.3.2 Sobrecarga

De acordo com recomendações presentes no anexo B da ABNT NBR 8800:2008, deve-se considerar uma sobrecarga característica mínima de 0,25 kN/m² em coberturas metálicas comuns. Essa prescrição busca prever eventuais cargas oriundas de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamentos térmico e acústico e de pequenas peças fixadas na cobertura.

3.3.3 Forças devidas ao vento

Coberturas metálicas têm, como seu próprio nome indica, o simples objetivo de isolar os usuários e o conteúdo sob elas dispostos das intempéries (chuva, insolação etc.). Entre esses fenômenos naturais destaca-se a ação do vento sobre as estruturas, especialmente sobre coberturas.

A estrutura de um centro esportivo não possui grandes sobrecargas de uso como outros tipos de estruturas, pois possui uma finalidade mais simples, como já mencionado. Assim, as ações devidas ao vento se sobressaem e influenciam consideravelmente o dimensionamento de coberturas metálicas, frequentemente determinando-o. Deste modo, uma análise mais detalhada de seus efeitos é justificada em face de sua importância.

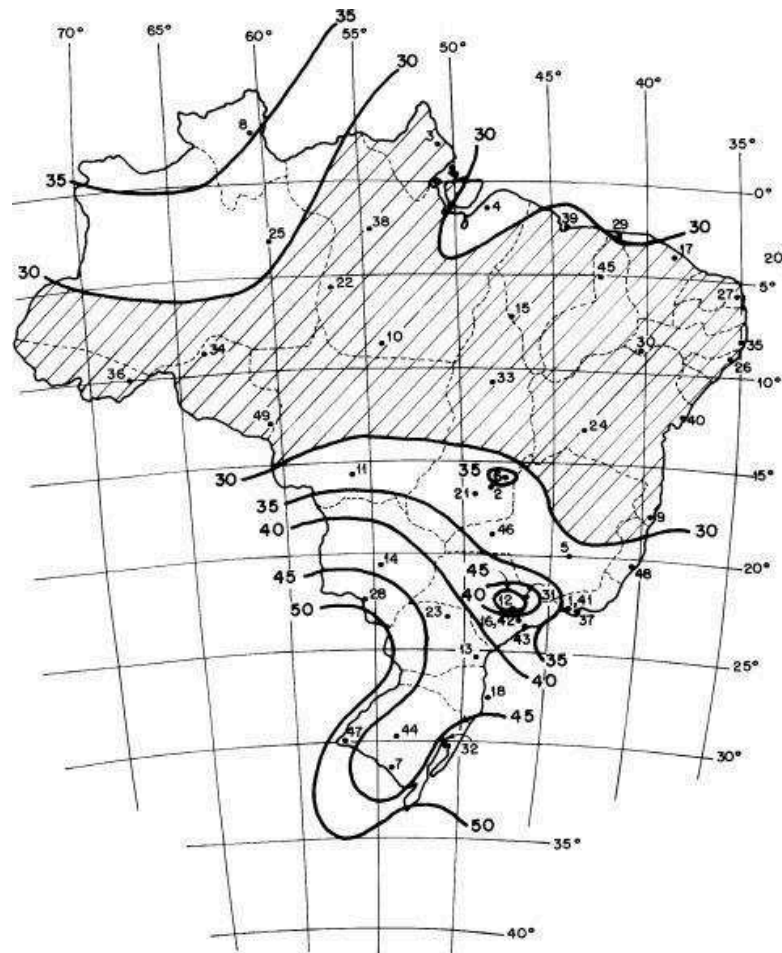
Para cálculo das pressões estáticas em abóbadas cilíndricas, deve-se considerar as prescrições normativas da ABNT NBR 6123:1988 (especialmente as resoluções contidas em seu Anexo E).

3.3.3.1 Velocidade característica do vento

Para cálculo da velocidade característica do vento, faz-se necessário determinar, primeiramente, a velocidade básica do vento, V_o .

A Figura 13 apresenta o gráfico das isopletras da velocidade básica no Brasil.

Figura 13 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ANBT NBR 6123:1988

Para a cidade de Uberlândia-MG, tem-se que V_0 é de aproximadamente 34 m/s. Em seguida, determinaram-se os fatores S_1 , S_2 e S_3 .

3.3.3.1.1 Fator topográfico S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno. Neste trabalho, foi adotado o valor de S_1 igual a 1,0 (terreno plano ou fracamente acidentado).

3.3.3.1.2 Fator S_2

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação. Para seu cálculo, é necessário identificar, a princípio, a categoria de rugosidade e a classe à qual pertence a edificação, segundo suas dimensões (efeito rajada).

A categoria IV, cuja cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m (edifícios de cerca de 3 pavimentos), foi adotada. As dimensões dos modelos ensaiados neste trabalho encontram-se inseridas no intervalo entre 20 m e 50 m, o que corresponde à classe B.

O valor do fator S_2 é obtido pela Equação 1:

$$S_2 = bF_r\left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (1)$$

Em que b , p e F_r são parâmetros meteorológicos que dependem da categoria e da classe da edificação. A variável z corresponde a altura acima do nível geral do terreno que, neste trabalho, foi considerada a maior dentre as alturas dos modelos calculados (15 m). Foi obtido, então, o fator S_2 de 0,88.

3.3.3.1.3 Fator estatístico S_3

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Neste trabalho, foi considerado o valor de S_3 igual a 1,0, correspondente a edificações com alto fator de ocupação.

3.3.3.1.4 Velocidade característica do vento

De posse dos valores obtidos, calculou-se a velocidade característica do vento, V_k , pela Equação 2:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (2)$$

Resultou-se em V_k igual a 29,79 m/s.

3.3.3.2 Pressão dinâmica

Obtida a velocidade característica do vento, foi possível determinar a pressão dinâmica, q , através da Equação 3:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (3)$$

Obteve-se uma pressão dinâmica aproximadamente igual a 544 N/m².

3.3.3.3 Coeficientes de pressão externa

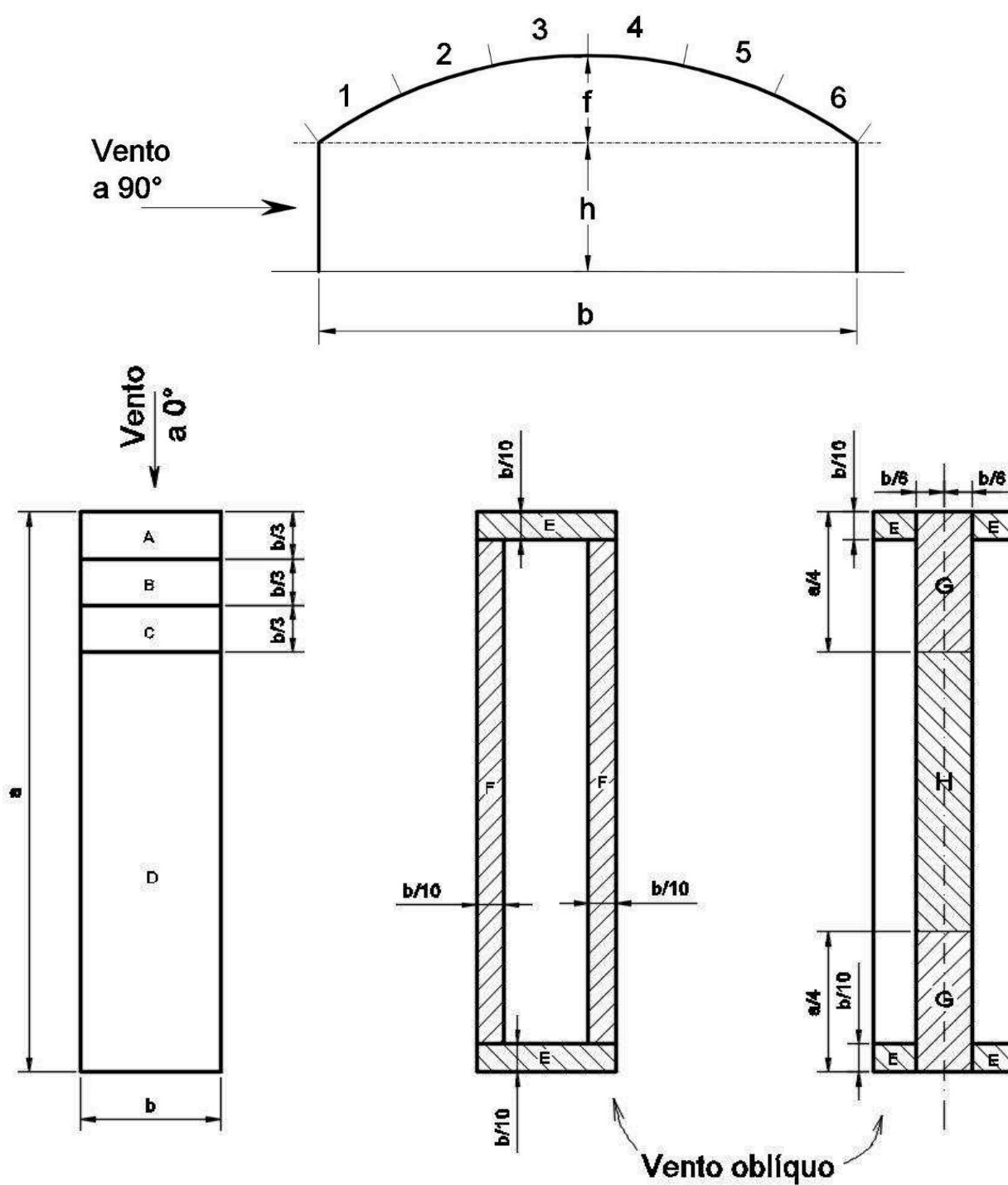
O Anexo E da ABNT NBR 6123:1988 apresenta os coeficientes de pressão externa, c_{pe} , para cálculo das pressões estáticas que atuam sobre a cobertura. A referida Norma fornece resultados baseados em ensaios realizados em fluxo de baixa e alta turbulência.

Segundo Blessmann (1995), o vento atmosférico em velocidades a partir de cerca de 15 m/s é sempre turbulento. Deste modo, buscando-se encontrar estados limites de ruptura da estrutura, foram considerados os dados referentes ao vento de alta turbulência, uma vez que o vento característico é de aproximadamente 30 m/s (regime turbulento).

A Figura 14 apresenta as regiões a serem consideradas para o vento a 0°, 90° e vento oblíquo (ações locais).

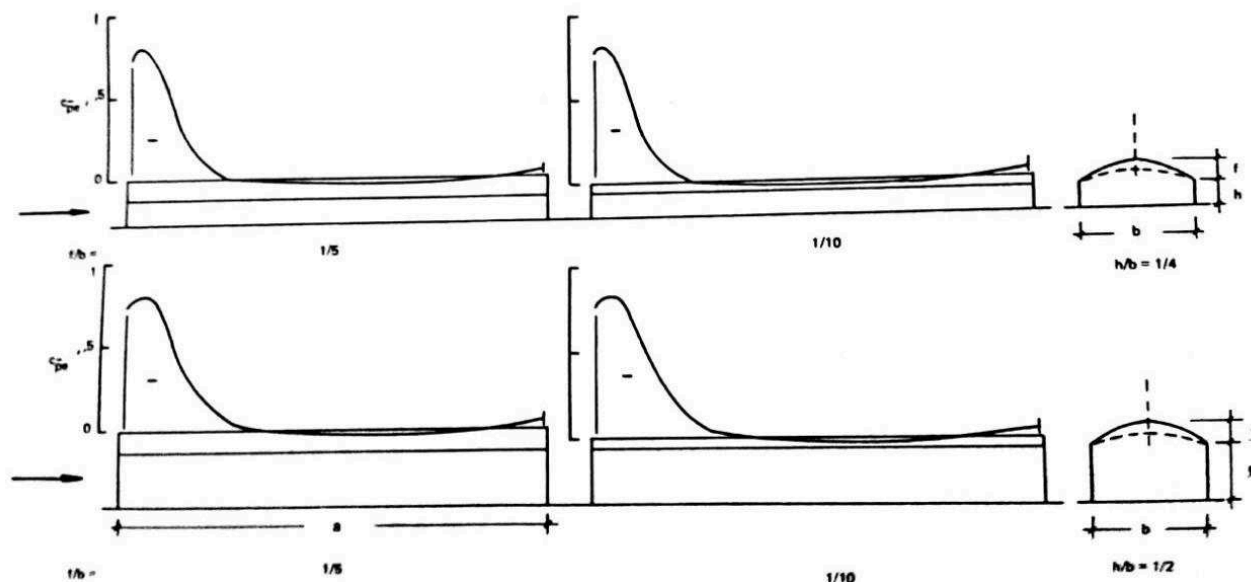
Na ocorrência de rajadas cuja direção preferencial seja paralela à geratriz da cobertura (vento a 0°), as pressões externas mostram-se consideravelmente maiores na região próximo ao ataque do vento. Percorrendo o corpo da edificação, tem-se uma diminuição considerável de sua intensidade. A Figura 15 mostra detalhes dessa variação para uma série de quatro modelos ensaiados por Blessmann (1991).

Figura 14 - Faixas de pressão para abóbadas cilíndricas de seção circular



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6123:1988

Figura 15 - Perfis de pressão ao longo da cumeeira em telhados curvos



Fonte: BLESSMANN (1991)

A ANBT NBR 6123:1988 apresenta valores de coeficientes de pressão externa para quatro faixas distintas, que são mostradas na Figura 14. Os modelos ensaiados por Blessmann (1995) apresentam valores muito próximos aos encontrados na Norma (embora sejam consideradas sucções na cobertura junto à região de sotavento, onde os ensaios indicam valores quase nulos, conforme Figura 15 acima). A tabela 2 traz os coeficientes de pressão externa para vento a 0° .

Tabela 2 - Coeficientes de pressão externa para vento a 0°

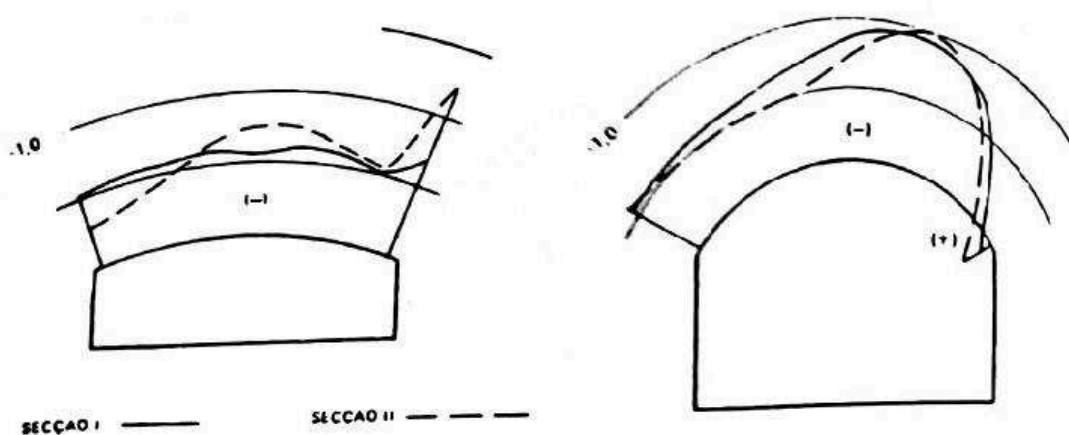
a/b	f/b	h/b	c _{pe} para a parte			
			A	B	C	D
4	1/5	1/4	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
		1/2	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2
	1/10	1/4	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
		1/2	-0,9	-0,6	-0,3	-0,2

Fonte: ABNT NBT 6123:1988

Neste trabalho, a relação a/b varia entre 1,44 e aproximadamente 1,0, em decorrência da variação do comprimento do vão e da fixação da profundidade dos modelos. Embora a referida Norma somente apresente valores correspondentes a uma relação a/b igual a 4,0, ensaios realizados por Blessmann (1995) em modelos de relação a/b igual a 2,0 indicam pouca variação dos coeficientes de pressão externa (valores ligeiramente inferiores aos trazidos pela Norma).

Já para rajadas perpendiculares à geratriz da cobertura (vento a 90°), as maiores pressões podem acentuar-se em regiões mais próximas às bordas de barlavento ou à cumeeira. Diferentemente do vento a 0° , o vento a 90° apresenta maior sensibilidade em relação aos distintos modelos ensaiados. A Figura 16 mostra dois modelos em que os comportamentos anteriormente citados ocorrem (nota-se que o arco circular de menor raio de curvatura apresenta sobrepressões junto à borda direita, diferentemente do da esquerda, que possui um arco mais suave).

Figura 16 - Perfis de pressão para vento a 90° para dois modelos distintos



Fonte: BLESSMANN (1991)

Os valores normativos dos coeficientes de pressão externa para vento a 90° estão dispostos na tabela 3.

Tabela 3 - Coeficientes de pressão externa para vento a 90°

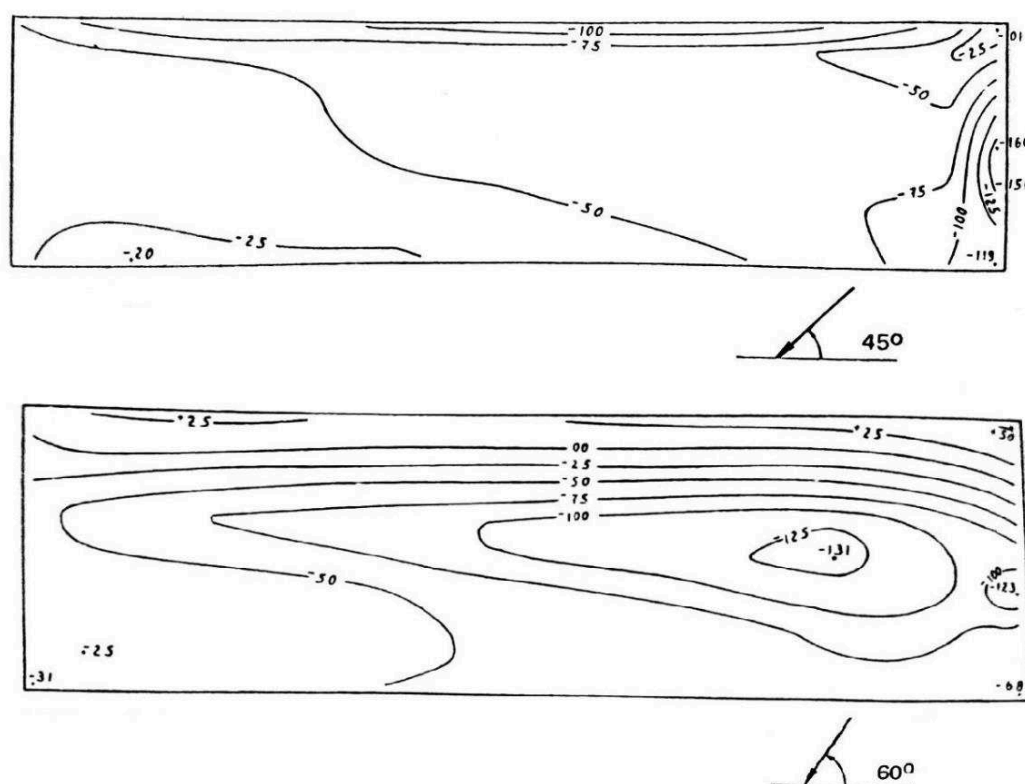
a/b	f/b	h/b	c _{pe} para a parte					
			1	2	3	4	5	6
4	1/5	1/4	-0,3	-0,7	-0,8	-0,6	-0,4	-0,4
		1/2	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	-0,5	-0,5
	1/10	1/4	-1	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	-0,3
		1/2	-1	-0,8	-0,7	-0,7	-0,5	-0,4

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Uma outra situação a considerar no dimensionamento estrutural é o vento que atua obliquamente em relação à geratriz da cobertura. Rajadas oblíquas podem provocar sucções muito elevadas, principalmente em regiões periféricas da cobertura. A Figura 17 apresenta as curvas isobáricas de dois modelos ensaiados para vento a 45° e 60° . Pode-se notar intensas pressões localizadas nas bordas da cobertura para o vento a 45° . No caso do vento a 60° , os

maiores valores do coeficiente de pressão situam-se na região central da cobertura, junto à cumeeira.

Figura 17 - Curvas isobáricas (100 c_{pe}) para vento a 45° e a 60°



Fonte: BLESSMANN (1991)

Os valores normativos dos coeficientes de pressão externa para vento oblíquo estão dispostos na tabela 4 de acordo com as indicações da Figura 14.

Tabela 4 - Coeficientes de pressão externa para vento oblíquo

Série	a/b	f/b	h/b	c _{pe} para a parte			
				E	F	G	H
S1	4	1/5	1/4	-1,6	--	--	--
			1/2	-2,4	-1,2	--	--
		1/10	1/4	-1,4	-1,4	--	--
			1/2	-1,6	-1,8	--	--
S2	5	1/3	1/9	-1,5	--	-1,8	-1,5

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

A ABNT NBR 6123:1988 apresenta resultados apenas para relação a/b igual a 4. Muitos projetos podem não possuir tal relação, tal como acontece neste trabalho. Apesar dessa limitação, ensaios em túnel de vento, como o desenvolvido por Blessman (1995), indicam pouca variação do coeficiente de pressão externa. Deste modo, foram utilizados os coeficientes fornecidos pela referida Norma, interpolando linearmente os resultados referentes a parâmetros intermediários.

As tabelas 5 e 6 mostram, respectivamente, os valores dos coeficientes de pressão externa, c_{pe} , e das pressões estáticas, em N/m^2 , que foram utilizados no dimensionamento dos modelos do presente trabalho (a partir da pressão dinâmica de $544 N/m^2$). Pode-se notar a presença de modelos de vão igual a 40 m, que serão analisados posteriormente.

Tabela 5 - Coeficientes de pressão externa, c_{pe} , utilizados nas coberturas dos modelos analisados

Modelo	f/b	h/b	Vento a 0°				Vento a 90°						Vento oblíquo			
			A	B	C	D	1	2	3	4	5	6	E	F	G	H
25x36	0,16	0,32	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2	-0,8	-0,7	-0,7	-0,6	-0,4	-0,4	-1,6	-0,9	--	--
30x36	0,16	0,27	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,4	-0,4	-1,5	-0,8	--	--
35x36	0,16	0,23	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2	-0,6	-0,6	-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-1,5	-0,6	--	--
40x36	0,16	0,20	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2	-0,6	-0,6	-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-1,4	-0,5	--	--

Fonte: Autor (2017)

Tabela 6 - Pressões estáticas estimadas, em N/m^2

Modelo	f/b	h/b	Vento a 0°				Vento a 90°						Vento oblíquo			
			A	B	C	D	1	2	3	4	5	6	E	F	G	H
25x36	0,16	0,32	-435	-218	-163	-109	-435	-384	-396	-342	-233	-206	-892	-503	--	--
30x36	0,16	0,27	-435	-218	-163	-109	-367	-362	-385	-331	-222	-195	-834	-410	--	--
35x36	0,16	0,23	-435	-218	-163	-109	-341	-345	-377	-322	-213	-186	-793	-344	--	--
40x36	0,16	0,20	-435	-218	-163	-109	-321	-332	-370	-316	-207	-180	-762	-294	--	--

Fonte: Autor (2017)

Observação: Neste trabalho foram utilizados os dados referentes à série S1, que são mais detalhados. Além disso, esse modelo possui características mais próximas às dos modelos analisados neste trabalho.

As forças provenientes do vento que atuam sobre as paredes são transmitidas aos pilares, causando esforços de flexão. A ABNT NBR 6123:1988 apresenta modelos de cálculo desses esforços. A tabela 7 e 8 traz os valores calculados conforme as características de cada modelo analisado.

Tabela 7 - Coeficientes de pressão externa, c_{pe} , aplicados às paredes dos modelos analisados

Modelo	f/b	h/b	Vento a 0°				Vento a 90°			
			A1 e B1	A2 e B2	C	D	A	B	C1 e D1	C2 e D2
25x36	0,16	0,32	-0,8	-0,5	0,7	-0,4	0,7	-0,4	-0,8	-0,4
30x36	0,16	0,27	-0,8	-0,5	0,7	-0,4	0,7	-0,4	-0,8	-0,4
35x36	0,16	0,23	-0,8	-0,5	0,7	-0,4	0,7	-0,4	-0,8	-0,4
40x36	0,16	0,20	-0,8	-0,5	0,7	-0,4	0,7	-0,4	-0,8	-0,4

Fonte: Autor (2017)

Tabela 8 - Pressões estáticas estimadas, em N/m²

Modelo	f/b	h/b	Vento a 0°				Vento a 90°			
			A1 e B1	A2 e B2	C	D	A	B	C1 e D1	C2 e D2
25x36	0,16	0,32	-0,435	-0,272	0,381	-0,218	0,381	-0,218	-0,435	-0,218
30x36	0,16	0,27	-0,435	-0,272	0,381	-0,218	0,381	-0,218	-0,435	-0,218
35x36	0,16	0,23	-0,435	-0,272	0,381	-0,218	0,381	-0,218	-0,435	-0,218
40x36	0,16	0,20	-0,435	-0,272	0,381	-0,218	0,381	-0,218	-0,435	-0,218

Fonte: Autor (2017)

3.3.3.4 Coeficientes de pressão interna

Segundo a seção 6.2.5 da ABNT NBR 6123:1988, “para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Neste caso, devem ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna, para quatro faces igualmente permeáveis: $C_{pi} = -0,3$ ou $0,0$ (considerar o valor mais nocivo)”. Portanto, para cálculo das pressões estáticas do vento sobre a cobertura, foi considerado o valor de C_{pi} igual a 0 (zero), resultando em forças mais elevadas de sucção.

3.3.4 Temperatura

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, recomenda-se a adoção de um valor considerando 60 % da diferença entre as temperaturas médias máxima e mínima, no local da obra, com um mínimo de $10\text{ }^{\circ}\text{C}$. Na cidade de Uberlândia, ao longo do ano, as temperaturas médias variam na ordem de $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ (CLIMATE DATA, 2017). Assim sendo, foi considerado uma variação de temperatura positiva na direção axial das barras de $10\text{ }^{\circ}\text{C}$.

4 ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO

Definidas as características geométricas principais dos modelos, bem como estimadas as forças atuantes, deu-se início à análise estrutural e dimensionamento dos elementos. Esse processo foi realizado por meio do método dos estados-limites, conforme requisitos básicos estabelecidos pela ABNT NBR 8800:2008 e pela AISI S100:2007.

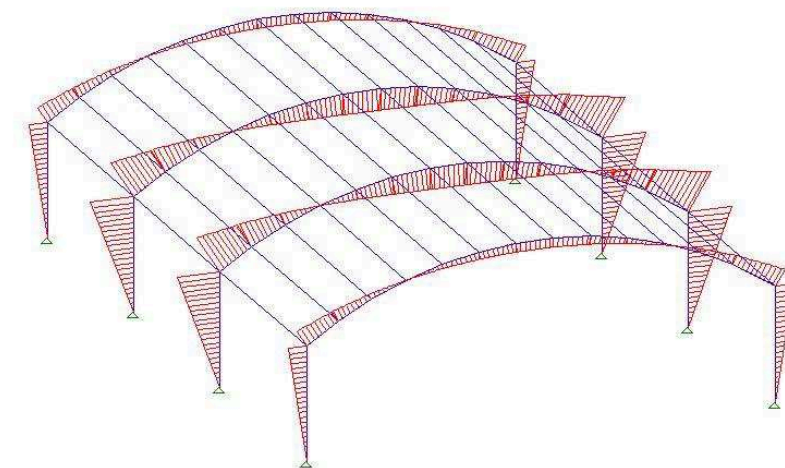
4.1 Análise estrutural

4.1.1 Sistema 1: quadro curvo sobre apoios fixos

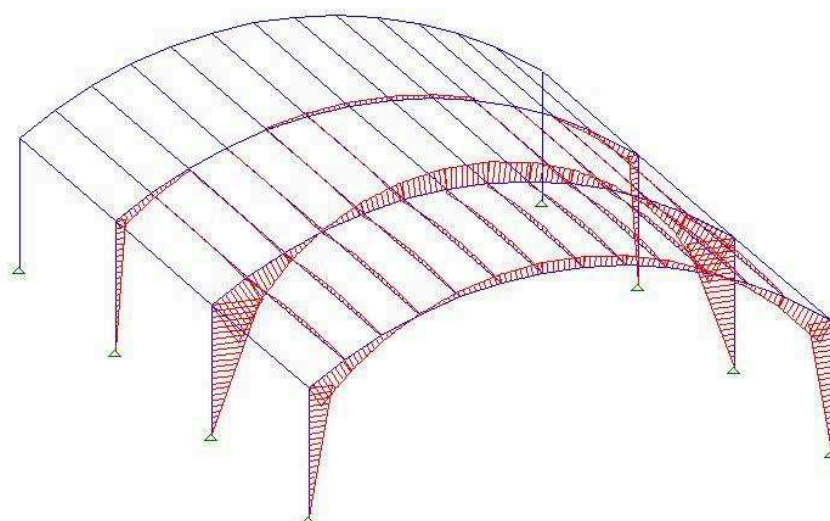
Neste sistema estrutural, tem-se um quadro curvo apoiado sobre apoios fixos, porém de ligações rígidas. Essa estrutura é formada por pórticos planos que possuem grau de hiperstaticidade igual a 1. A Figura 18 mostra a forma do diagrama de momentos fletores para a combinação 1 (forças permanentes e sobrecarga) e combinação 2 (forças permanentes e vento a 0° , paralelo a geratriz da cobertura) de um dos modelos observados.

Observa-se a inversão do diagrama de momentos fletores em decorrência do sentido de atuação da força variável. Os pórticos de extremidade apresentam menores valores em função de receberem uma menor parcela do carregamento (menor área de influência). O vento a 0° é de sucção e varia em relação à direção longitudinal da estrutura, sendo mais intenso nas regiões próximas ao seu ataque, conforme pode ser observado pelo diagrama de momentos fletores da Figura 18 (b). Os esforços de flexão oriundos da combinação 1 são os mais acentuados, ditando o dimensionamento do perfil do arco.

Figura 18 - Forma do diagrama de momentos fletores do sistema 1: (a) combinação 1; (b) combinação 2



(a)

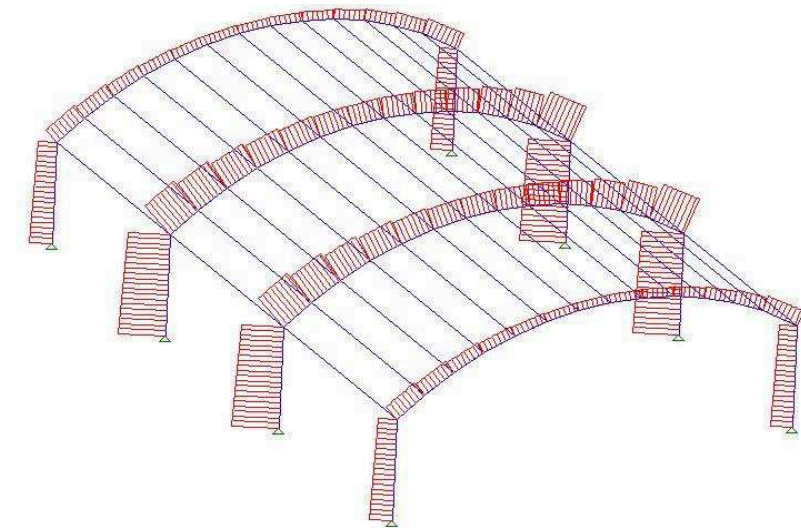


(b)

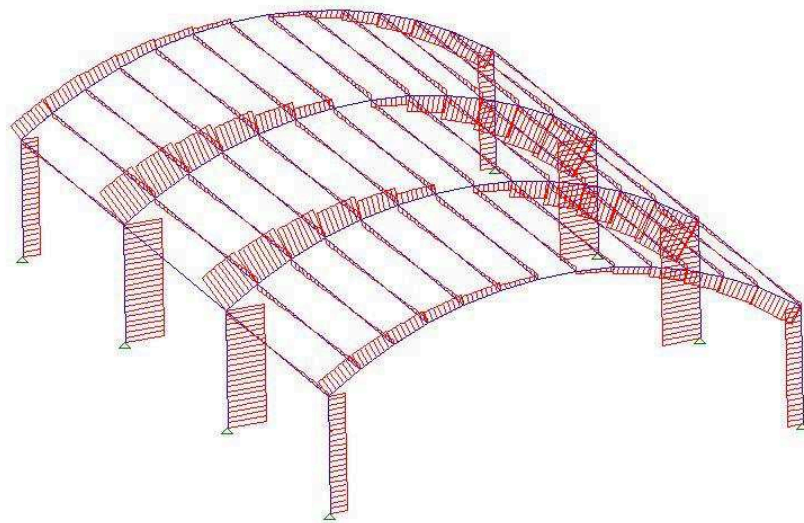
Fonte: Autor (2017)

A forma do diagrama de esforços axiais e de esforços cortantes decorrente da combinação 1 pode ser observada na Figura 19 (nessa combinação, todos os esforços axiais são de compressão).

Figura 19 – Forma dos diagramas de esforços axiais (a) e cortantes (b) em um dos modelos do sistema 1



(a)



(b)

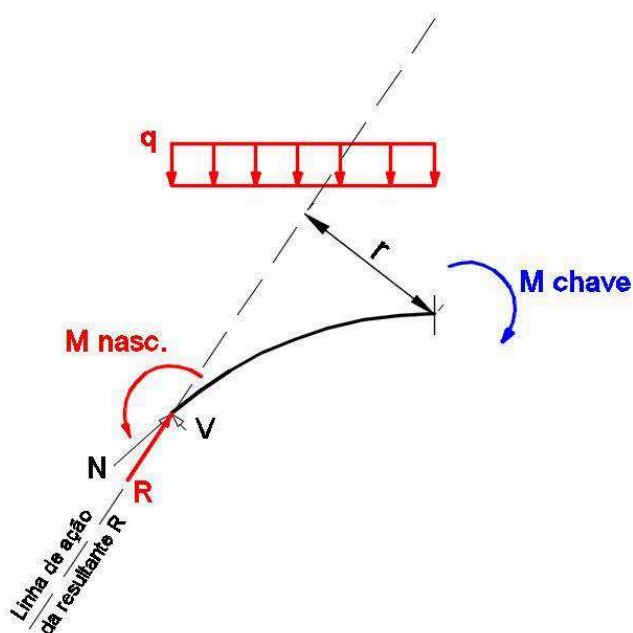
Fonte: Autor (2017)

O esforço axial, a força cortante e o momento fletor na nascente do arco possibilitam uma diminuição do momento fletor na sua chave (ponto mais alto do arco). A Figura 20 mostra como esse mecanismo funciona. Pode-se observar que a resultante inclinada na nascente do arco, que surge da composição do esforço axial e cortante, possui uma linha de ação que se inclina em

direção a sua chave, o que gera um menor braço de alavanca. Tal fato diminui o efeito da força resultante no momento fletor que ocorre no meio do arco.

Observação: a Figura 20 mostra apenas o momento fletor que atua na chave do arco. Entretanto, foi ocultado do desenho a representação do esforço axial para não o sobrecarregar (o esforço cortante é nulo nessa seção).

Figura 20 - Esquema estático do mecanismo de diminuição do momento fletor na chave do arco

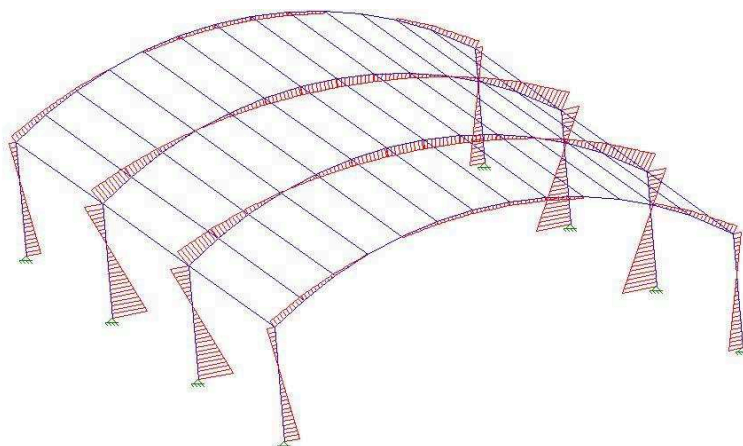


Fonte: Autor (2017)

4.1.2 Sistema 2: quadro curvo engastado

Neste sistema estrutural, tem-se um quadro curvo engastado e de ligação pilar-arco rígida. Essa estrutura é formada pela associação de pórticos planos que, se analisados isoladamente, possuem grau de hiperestaticidade igual a 3. A Figura 21 mostra a forma do diagrama de momentos fletores para a combinação 1 (ações permanentes e sobrecarga) de um dos modelos observados.

Figura 21 - Forma do diagrama de momento fletor do sistema 2 para um dos modelos



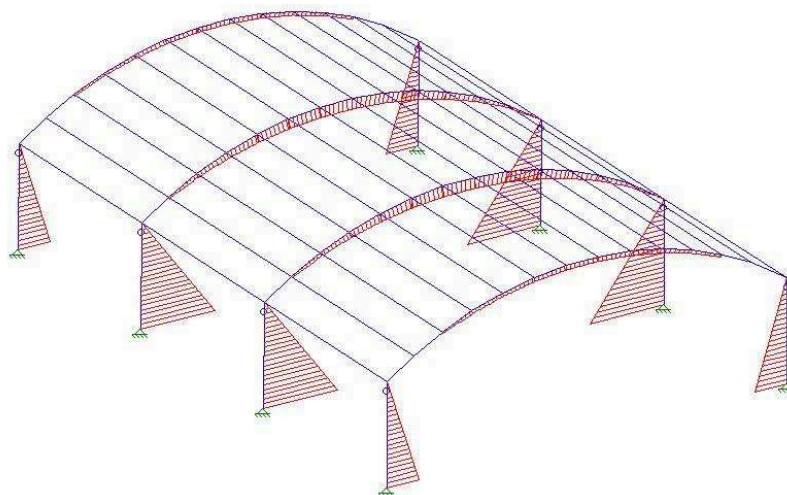
Fonte: Autor (2017)

Observa-se que os momentos são melhor distribuídos nesse sistema. Os pilares, que agora são engastados, possuem momentos fletores em ambas as suas extremidades. A seção da chave do arco apresenta uma redução da intensidade do momento fletor em decorrência do mecanismo mostrado anteriormente (ver Figura 20).

4.1.3 Sistema 3: quadro curvo engastado na base e articulado na ligação arco-pilar

Neste sistema estrutural, tem-se um quadro curvo engastado na base e de ligação pilar-arco rotulada. Essa estrutura é formada por pórticos planos que, se analisados isoladamente, possuem grau de hiperstaticidade igual a 1. A Figura 22 mostra a forma do diagrama de momentos fletores para a combinação 1 (ações permanentes e sobrecarga) de um dos modelos observados.

Figura 22 - Diagrama de momento fletor do sistema 3 para um dos modelos



Fonte: Autor (2017)

Observa-se a ocorrência de elevados momentos fletores nas bases dos pilares intermediários. Quanto maior a rigidez desses pilares, maior será o momento absorvido por eles, aliviando o momento na chave do arco.

4.2 Dimensionamento

4.2.1 Combinações últimas de ações

Neste trabalho, foram consideradas combinações últimas normais, que decorrem do uso previsto para a edificação, com vistas a garantir sua segurança estrutural. Para tanto, foram utilizados os coeficientes de ponderação das ações da tabela 1 e os fatores de combinação e de redução da tabela 2 da ABNT NBR 8800:2008. A tabela 9 mostra as combinações de ações consideradas no estado-limite último (ELU).

Tabela 9 - Combinações últimas de ações

Combinação	Peso próprio	Sobrec.	Telhas	Vento 0° cob.	Vento 90° cob.	Vento oblíquo	Vento 0° lat.	Vento 90° lat.	Temp.
COMB. 01	1,25	1,50	1,35	-	-	-	-	-	-
COMB. 02	1,00	-	1,00	1,40	-	-	1,40	-	-
COMB. 03	1,00	-	1,00	-	1,40	-	-	1,40	-
COMB. 04	1,00	-	1,00	-	-	1,40	-	-	-
COMB. 05	1,00	-	1,00	1,40	-	-	-	-	-
COMB. 06	1,00	-	1,00	-	1,40	-	-	-	-
COMB. 07	1,00	-	1,00	-	-	-	1,40	-	-
COMB. 08	1,00	-	1,00	-	-	-	-	1,40	-
COMB. 09	1,25	1,20	1,35	-	-	-	1,40	-	-
COMB. 10	1,25	1,50	1,35	-	-	-	0,84	-	-
COMB. 11	1,25	1,20	1,35	-	-	-	-	1,40	-
COMB. 12	1,25	1,50	1,35	-	-	-	-	0,84	-
COMB. 13	1,25	-	1,35	-	-	-	-	-	1,20
COMB. 14	1,25	1,20	1,35	-	-	-	-	-	1,20
COMB. 15	1,25	1,50	1,35	-	-	-	-	-	0,72
COMB. 16	1,00	-	1,00	0,84	-	-	0,84	-	1,20
COMB. 17	1,00	-	1,00	-	0,84	-	-	0,84	1,20
COMB. 18	1,00	-	1,00	-	-	0,84	-	-	1,20
COMB. 19	1,00	-	1,00	1,40	-	-	1,40	-	0,72
COMB. 20	1,00	-	1,00	-	1,40	-	-	1,40	0,72
COMB. 21	1,00	-	1,00	-	-	1,40	-	-	0,72

Fonte: Autor (2017)

Os coeficientes de pressão externa estimados apontam que a cobertura sofre apenas sucções em todos os modelos considerados. Como a sobrecarga é uma força gravitacional (de direção vertical e para baixo), ela apresentaria um efeito favorável em uma possível combinação com as forças devidas ao vento (perpendiculares à superfície da cobertura, com componente vertical para cima). A ABNT NBR 8800:2008 estabelece que ações variáveis favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

4.2.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço se referem ao uso normal da estrutura, isto é, seu comportamento perante sua utilização. Elas são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

Neste trabalho, foi considerado apenas o aspecto estético da construção (deformações excessivas), situação à qual se aplica combinações quase permanentes de serviço. A tabela C.1 da ABNT NBR 8800:2008 apresenta deslocamentos máximos para diversos elementos estruturais.

Para as terças, devem ser consideradas duas situações distintas: na primeira (L/180), empregam-se combinações raras de serviço para obter o máximo deslocamento no sentido da ação permanente; na segunda (L/120), são consideradas ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico. Para os arcos, foram utilizadas combinações quase permanentes.

A tabela 10 traz os valores dos deslocamentos máximos aplicados neste trabalho.

Tabela 10 - Deslocamentos máximos

Vão (m)	Espaçam. (m)	Terça 1 (cm)	Terça 2 (cm)	Arco (cm)
25	6,0	3,3	5,0	L/250 10,0
	9,0	5,0	7,5	
	12,0	6,7	10,0	
30	6,0	3,3	5,0	L/250 12,0
	9,0	5,0	7,5	
	12,0	6,7	10,0	
35	6,0	3,3	5,0	L/250 14,0
	9,0	5,0	7,5	
	12,0	6,7	10,0	

Fonte: Autor (2017)

A tabela 11 mostra as combinações de ações consideradas no estado-limite de serviço (ELS).

Tabela 11 - Combinações de serviço

Combinação	Peso próprio	Sobrec.	Telhas	Vento 0° cob.	Vento 90° cob.	Vento oblíquo	Vento 0° lat.	Vento 90° lat.	Temp.
COMB. 01	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-
COMB. 02	1,00	-	1,00	1,00	-	-	-	-	-
COMB. 03	1,00	-	1,00	-	1,00	-	-	-	-
COMB. 04	1,00	-	1,00	-	-	1,00	-	-	-
COMB. 05	1,00	0,60	1,00	-	-	-	-	-	-
COMB. 06	1,00	0,60	1,00	-	-	-	-	-	0,30

Fonte: Autor (2017)

4.2.3 Particularidades do dimensionamento

4.2.3.1 Perfis utilizados

Inicialmente, optou-se por trabalhar com perfis laminados do tipo HP para as colunas e perfis do tipo W para os arcos. Devido ao grande comprimento livre das terças (até 12 m), três grupos diferentes de perfis foram testados, a saber: Ue# (U enrijecido de chapa dobrada), 2Uef# (composição de perfis do tipo U enrijecidos soldados de frente) e perfis laminados do tipo W.

O programa calcula automaticamente o grupo de perfis mais econômico do ponto de vista de massa linear na ocasião do dimensionamento das terças. Em todos os modelos, a utilização de perfis 2Uef# se mostrou mais vantajosa, pois os comprimentos de terças avaliados eram consideravelmente grandes. Perfis do tipo Ue# muitas vezes não eram suficientes em termos de capacidade estrutural, e perfis do tipo W, apesar de sua maior capacidade, são mais pesados em relação aos do grupo 2Uef#.

No decorrer do dimensionamento dos perfis das colunas, verificou-se que a utilização de perfis laminados do tipo W acarretava menor peso estrutural em oposição ao uso de perfis HP. A razão disso pode ser a pequena variedade de perfis HP frente aos perfis W encontrados nas tabelas de perfis brasileiras. Outra possível explicação seria a maior eficiência destes em relação aqueles quando submetidos à flexão (perfis do tipo W são mais eficientes na flexão, pois possuem maior altura útil). Grandes esforços de flexão nas colunas surgem da ação de forças devidas ao vento e também da ligação contínua entre a coluna e o arco.

Assim sendo, foram utilizados perfis do tipo W para os arcos e as colunas. Já as terças são compostas por perfis formados a frio do tipo 2Uef#.

4.2.3.2 Sistema de contraventamento

Neste trabalho, o emprego de um sistema de contraventamento seria, em tese, dispensável. O principal objetivo de um sistema de contraventamento, como seu próprio nome sugere, é tornar a estrutura mais rígida contra a ação do vento, evitando a ocorrência de grandes deslocamentos.

Entretanto, neste trabalho foi considerado apenas o aspecto estético da estrutura quanto às combinações de serviço. Esse fato resulta na adoção de combinações quase permanentes para verificação das flechas dos elementos. Essa combinação é regida pela Equação 4:

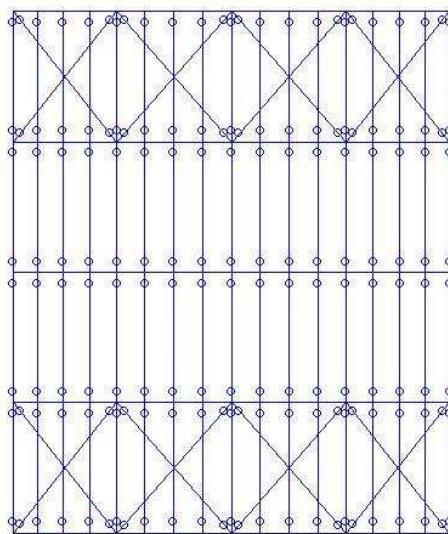
$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (4)$$

Em que $F_{Gi,k}$ é o valor característico da ação permanente i , $F_{Qj,k}$ é o valor característico da ação variável j e Ψ_{2j} é o fator de redução da ação variável j .

O fator de redução Ψ_2 para o vento é igual a zero, conforme tabela 2 da ABNT NBR 8800:2008. Desse modo, não se verificou o efeito nos deslocamentos da estrutura devido ao vento quando da utilização de combinações quase permanentes (apenas para essa combinação especificamente, pois a ação do vento deve ser considerada na verificação das deformações das terças).

No entanto, foi empregado um contraventamento mínimo em todos os modelos analisados, a favor da segurança e com um pequeno acréscimo na taxa de consumo de aço da ordem de 0,8 kg/m². As barras de contraventamento possuem perfil cantoneira e foram aplicadas sempre junto aos pórticos frontal e posterior, conforme ilustra a Figura 23.

Figura 23 - Sistema de contraventamento



Fonte: Autor (2017)

4.2.3.3 Barras idênticas

Outro aspecto importante quanto a economicidade da estrutura é a possibilidade de se trabalhar com barras idênticas. Em uma estrutura, devido à complexidade de distribuição dos esforços ao longo de seus elementos, uma determinada coluna, por exemplo, pode estar submetida a maiores solicitações que uma outra.

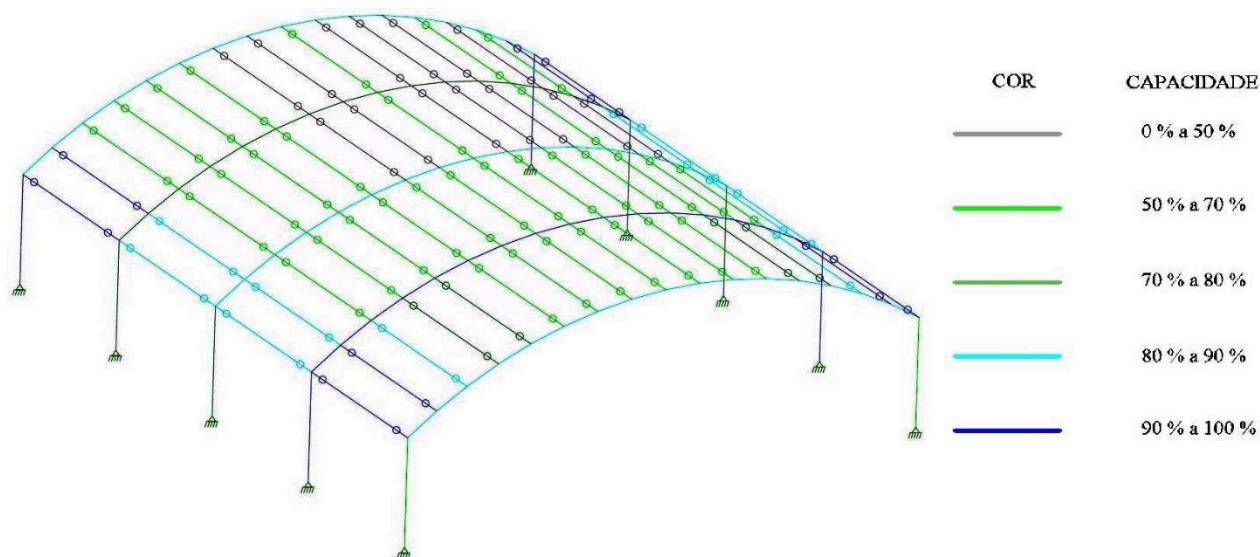
No entanto, em muitos projetos, não é vantajoso utilizar sempre o perfil de maior rendimento, ou seja, próximo a 100%, para cada elemento que constitui a estrutura. Isso prejudicaria a execução dos serviços de detalhamento, fabricação e montagem, diminuindo consideravelmente a produtividade no escritório de cálculo, na fábrica e na obra. Essa solução, embora tecnicamente não praticada, resultaria em um menor peso estrutural.

Analisando-se a Figura 18, pode-se observar que os quadros curvos frontal e do fundo são menos solicitados, pois possuem uma menor área de influência de carregamento. Deste modo, o seguinte padrão foi adotado: colunas e arcos frontais e de fundo são idênticos entre si (essas colunas poderão ter um perfil distinto, porém único, das demais colunas internas; idem para os arcos); já para as terças, aquelas que coroam a edificação possuem um perfil distinto daquelas que se encontram no interior da cobertura.

Esse procedimento busca atingir um equilíbrio econômico entre a situação em que se utiliza vários perfis diferentes (solução de menor peso estrutural, porém improdutiva) e aquela onde se emprega apenas um único perfil (solução de elevada produtividade, porém pode causar baixo rendimento dos perfis).

A Figura 24 ilustra a variação do rendimento de cada membro de um dos modelos calculados. Observa-se que, para um mesmo tipo de elemento estrutural, o rendimento não é o mesmo para todas as barras. Esse fato ocorre de maneira mais acentuada nas terças.

Figura 24 - Variação do rendimento em um dos modelos analisados

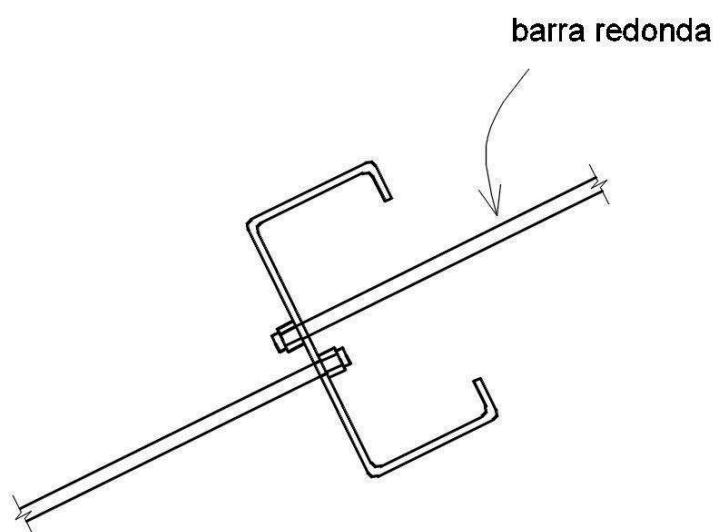


Fonte: Autor (2017)

4.2.3.4 Travamentos

No processo de dimensionamento, alguns travamentos foram considerados a fim de diminuir o comprimento de flambagem local e global de barras. Nas terças, foi considerado um travamento intermediário através do uso de linhas de corrente, diminuindo o comprimento de flambagem em torno do eixo de menor inércia, conforme ilustra a Figura 25.

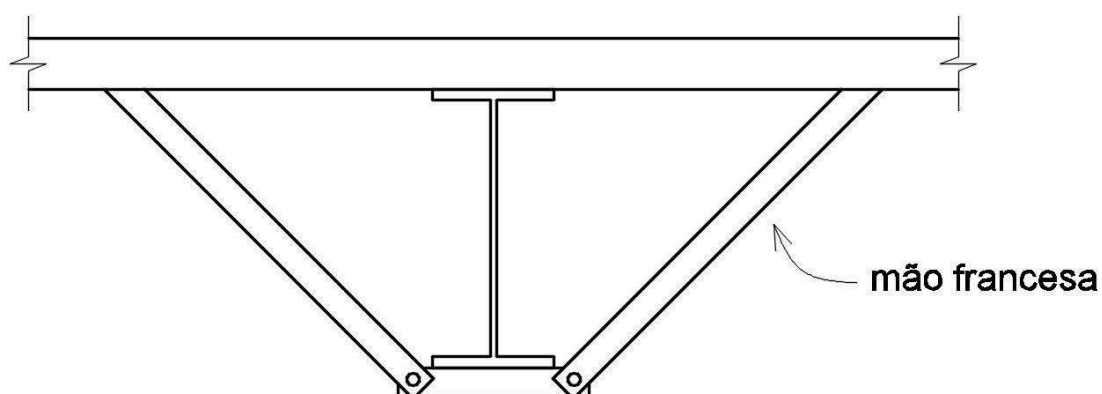
Figura 25 - Esquema de travamento intermediário de terças



Fonte: Autor (2017)

Com o objetivo de estabilizar o banzo inferior contra possíveis movimentações laterais, foram previstas mãos francesas que se apoiam no referido banzo e na terça. A Figura 26 mostra detalhe desse tipo de travamento.

Figura 26 - Esquema de travamento do banzo inferior do arco



Fonte: Autor (2017)

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

Após o dimensionamento dos modelos, os resultados foram tratados em forma de tabelas e gráficos. Buscou-se avaliar comparativamente os três sistemas estruturais de modo a selecionar o mais econômico do ponto de vista de peso estrutural. Após essa etapa, o melhor sistema foi analisado de maneira mais detalhada, com configurações ou arranjos adicionais, possibilitando a obtenção de resultados mais precisos.

5.1 Sistema 1: quadro curvo sobre apoios fixos

Nesse sistema, notou-se um bom desempenho estrutural dos perfis. A massa estrutural total variou entre 18,0 t e 39,2 t, correspondendo a taxas de aço de 20,1 kg/m² e 31,1 kg/m², respectivamente. A tabela 12 mostra a lista de seções fornecida pelo programa STRAP® para um dos modelos (modelo A 25x36x9, de vão igual a 25 m e espaçamento de 9 m). Salienta-se que nessa tabela *não* consta o peso de ligações, correntes etc.

Tabela 12 - Lista de seções para o modelo A 25x36x9 do sistema 1

Seção	Comprimento Total (m)	Massa (t)	Subtotal (t)
Lam./Sol.- Peso de aço:			
W 360x51.0	24,00	1,221	
W 410x38.8	53,33	2,106	
W 410x67.0	36,00	2,439	
W 460x60.0	79,99	4,785	10,550
L 2"x1/8"	265,78	0,652	0,652
TOTAL Lam./Sol. =			11,202
Chapa dobrada- Peso de aço:			
2Uef# 150x75x20#2.00	72,00	0,739	
2Uef# 200x75x25#2.00	432,00	5,248	5,986
TOTAL Chapa dobrada =			5,986
Peso total:		17,188	

Fonte: Autor (2017)

A tabela 13 mostra os resultados obtidos para todos os modelos do sistema 1.

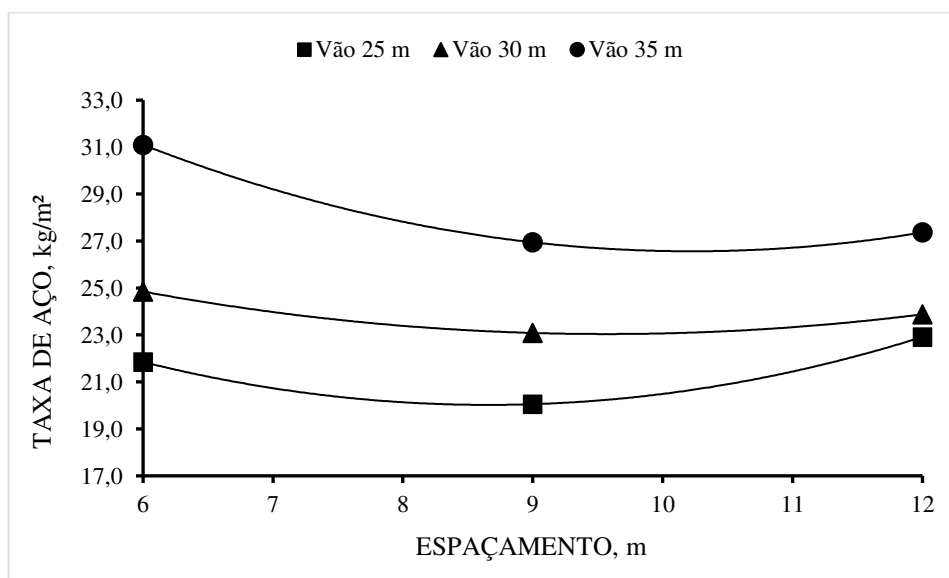
Tabela 13 - Variação da taxa de consumo de aço dos modelos pertencentes ao sistema 1

Vão (m)	Espaçamento (m)	Massa total (t)	Área (m ²)	Taxa de aço (kg/m ²)
25	6	19,7	900	21,8
	9	18,0	900	20,1
	12	20,6	900	22,9
30	6	26,8	1080	24,8
	9	24,9	1080	23,1
	12	25,8	1080	23,9
35	6	39,2	1260	31,1
	9	34,0	1260	26,9
	12	34,5	1260	27,4

Fonte: Autor (2017)

O Gráfico 1 apresenta os resultados que constam da tabela acima.

Gráfico 1 - Variação da taxa de aço para o sistema 1



Fonte: Autor (2017)

Analisando-se os resultados desse sistema, foi notado que, com exceção do modelo de vão de 25 m, os modelos com espaçamento entre pórticos de 6 m apresentam a maior taxa de consumo de aço. Apesar de cada pórtico possuir uma menor área de influência, observa-se que há uma maior concentração de pórticos no sentido longitudinal da estrutura. Assim, a diminuição da massa da estrutura não se faz na mesma proporção da diminuição do espaçamento entre quadros curvos.

Um dos principais motivos dessa perda de rendimento para modelos de espaçamento de 6 m está na consideração da esbeltez das peças. Um dos critérios de dimensionamento a ser verificado é a limitação da esbeltez de peças comprimidas e tracionadas.

O índice de esbeltez máximo é de 200 para peças comprimidas, e de 300 para peças tracionadas. Deste modo, para um mesmo vão, existem seções mínimas para que esses valores sejam respeitados. O problema passa a ter um caráter geométrico. Por exemplo, se é prescrito normativamente que um pilar tenha uma esbeltez máxima de 200, mesmo que esse pilar esteja submetido a pequenas forças de compressão, terá que respeitar esse critério. Essa restrição busca resguardar a segurança estrutural frente a possibilidade de instabilidades.

Essa ocorrência se dá em modelos de pequeno espaçamento entre pórticos. Apesar de a área de influência de cada pórtico diminuir, o vão extenso impossibilita a diminuição das seções na mesma proporção.

Outro fato constatado foi a consequência da adoção de barras idênticas, como já discutido anteriormente. A distribuição desigual dos esforços ao longo da estrutura (especialmente devido às forças de vento) faz com que haja uma diminuição do rendimento das terças. Terças próximas ao ataque do vento a 0° e a 90° são mais solicitadas, gerando uma perda de rendimento das terças da região central da cobertura. Poder-se-ia trabalhar com diversos perfis diferentes para as terças e obter um menor peso estrutural total, mas, pelas razões já mencionadas, esse procedimento não é comumente praticado.

Já os modelos com espaçamento de 9 m apresentaram a melhor eficiência no que tange à massa estrutural em todos os casos analisados. Para um mesmo vão, o modelo com espaçamento de 12 m possui terças mais pesadas e uma maior área de influência. Desse modo, tem-se grandes esforços e consequentemente perfis mais pesados para os arcos e as colunas.

5.2 Sistema 2: quadro curvo engastado

A tabela 14 mostra a lista de seções fornecida pelo programa STRAP® para um dos modelos (modelo A 25x36x9).

Tabela 14 - Lista de seções para o modelo A 25x36x9 do sistema 2

Seção	Comprimento Total (m)	Massa (t)	Subtotal (t)
Lam./Sol.- Peso de aço:			
W 360x39.0	53,33	2,101	
W 360x51.0	24,00	1,221	
W 410x60.0	115,99	6,938	10,260
L 2"x1/8"	265,78	0,652	0,652
TOTAL Lam./Sol. =			10,912
Chapa dobrada- Peso de aço:			
2Uef# 150x75x20#2.00	72,00	0,739	
2Uef# 200x75x25#2.00	432,00	5,248	5,986
TOTAL Chapa dobrada =			5,986
Peso total:		16,899	

Fonte: Autor (2017)

A tabela 15 mostra os resultados obtidos para todos os modelos do sistema 2.

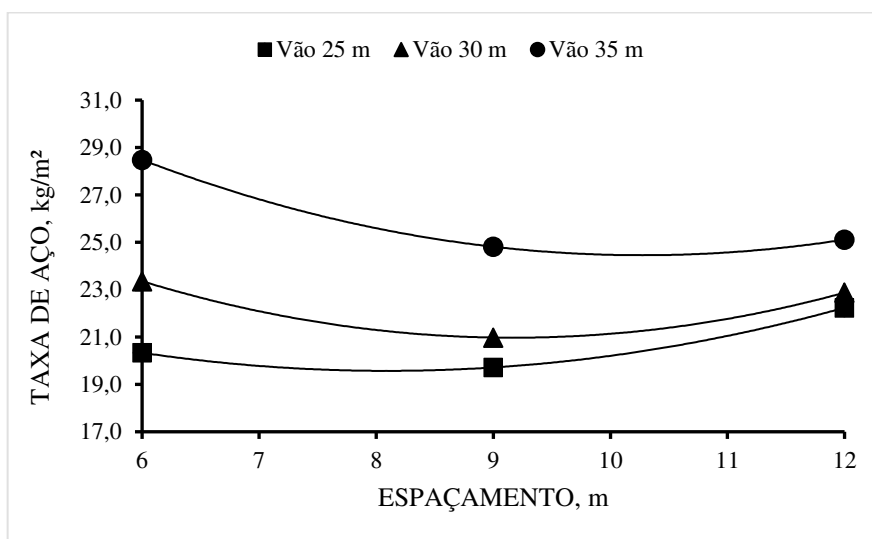
Tabela 15 - Variação da taxa de consumo de aço dos modelos pertencentes ao sistema 2

Vão (m)	Espaçamento (m)	Massa total (t)	Área (m²)	Taxa de aço (kg/m²)
25	6	18,3	900	20,3
	9	17,7	900	19,7
	12	20,0	900	22,2
30	6	25,2	1080	23,4
	9	22,7	1080	21,0
	12	24,7	1080	22,9
35	6	35,9	1260	28,5
	9	31,3	1260	24,8
	12	31,6	1260	25,1

Fonte: Autor (2017)

O Gráfico 2 apresenta os resultados que constam da tabela acima.

Gráfico 2 - Variação da taxa de aço para o sistema 2



Fonte: Autor (2017)

Analisando-se as curvas do gráfico acima, pode-se concluir que a variação da taxa de aço se dá de maneira parecida ao sistema 1.

5.3 Sistema 3: quadro curvo engastado na base e articulado na ligação coluna-arco

A tabela 16 mostra a lista de seções fornecida pelo programa STRAP® para um dos modelos (modelo A 25x36x9).

Tabela 16 - Lista de seções para o modelo A 25x36x9 do sistema 3

Seção	Comprimento Total (m)	Massa (t)	Subtotal (t)
Lam./Sol.- Peso de aço:			
W 360x44.0	53,33	2,415	
W 460x60.0	79,99	4,785	
W 530x101	24,00	2,449	
W 530x109	36,00	3,948	13,597
L 2"x1/8"	265,78	0,652	0,652
TOTAL Lam./Sol. =			14,249
Chapa dobrada- Peso de aço:			
2Uef# 150x75x20#2.00	72,00	0,739	
2Uef# 200x75x25#2.00	432,00	5,248	5,986
TOTAL Chapa dobrada =			5,986
Peso total:		20,236	

Fonte: Autor (2017)

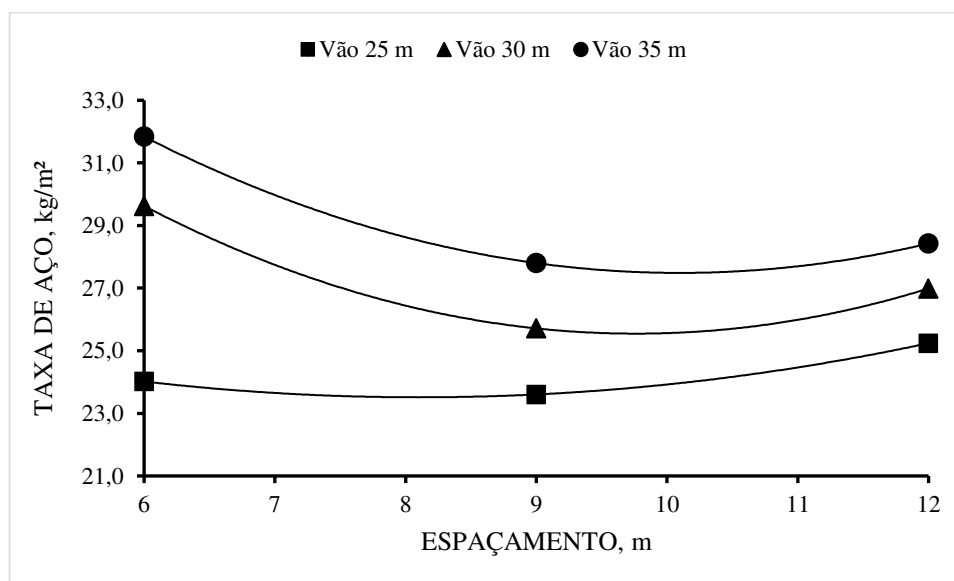
A tabela 17 mostra os resultados obtidos para todos os modelos do sistema 3.

Vão (m)	Espaçamento (m)	Massa total (t)	Área (m ²)	Taxa de aço (kg/m ²)
25	6	21,6	900	24,0
	9	21,2	900	23,6
	12	22,7	900	25,2
30	6	32,0	1080	29,6
	9	27,8	1080	25,7
	12	29,1	1080	27,0
35	6	40,1	1260	31,8
	9	35,0	1260	27,8
	12	35,8	1260	28,4

Fonte: Autor (2017)

O Gráfico 3 apresenta os resultados que constam da tabela acima.

Gráfico 3 - Variação da taxa de aço para o sistema 3



Fonte: Autor (2017)

Analisando-se as curvas do gráfico acima, pode-se concluir que a variação da taxa de aço se dá de maneira parecida ao sistema 1 e 2.

5.4 Comparação dos sistemas

Ao se comparar os três sistemas, notou-se que o sistema 2, quadro curvo engastado, apresentou os melhores resultados em termos de massa estrutural. Esse fato parece estar relacionado aos vínculos presentes em cada sistema. O sistema 2, que apresenta uma maior quantidade de

vínculos, é capaz de distribuir melhor os esforços internos, de maneira a resultar em menores seções.

Ao se analisar o sistema 1 e o sistema 3, foi constatado que apenas o grau de hiperestaticidade não explica a diferença de eficiência desses dois sistemas. Apesar de possuírem o mesmo número de vínculos extras, o sistema 1 possui melhor rendimento. Tal constatação pode ser explicada pelo fato de o sistema 1 contar com uma ligação coluna-arco contínua, distribuindo melhor os esforços que atuam no arco. Apesar disso, para vãos muito grandes (por exemplo, os de 35 m), essa diferença entre o sistema 1 e 3 parece diminuir, resultando em taxas de aço próximas.

O peso dos arcos influencia consideravelmente o peso estrutural total. O sistema 3 possui uma ligação articulada no encontro da coluna com a nascente do arco. Deste modo, o momento fletor nesse ponto é nulo. Entretanto, a energia interna é concentrada no meio do arco, resultando no aparecimento de grandes momentos fletores na chave do arco. A eficiência desse sistema poderia ser melhorada através da variação de inércia do arco, diminuindo as seções no sentido do meio do arco para os encontros.

5.5 Sistema 2: análise detalhada

Como o sistema 2 (quadros curvos engastados) apresentou os melhores resultados do ponto de vista de massa estrutural, foram adicionados outros modelos intermediários para estudar a variação da taxa de aço de maneira mais precisa.

Nessa análise, o principal objetivo foi o de avaliar a variação da taxa de aço em relação ao espaçamento entre pórticos. Ao todo, foram calculados nove modelos para cada vão. Alguns espaçamentos não são múltiplos de 36 m (comprimento longitudinal), por isso, possuem comprimento longitudinal um pouco maior, razão pela qual algumas áreas não são iguais para um mesmo vão. Essa pequena variação, entretanto, não provoca alterações consideráveis nas forças devidas ao vento. A tabela 17 apresenta as taxas de aço calculadas para os 36 modelos analisados.

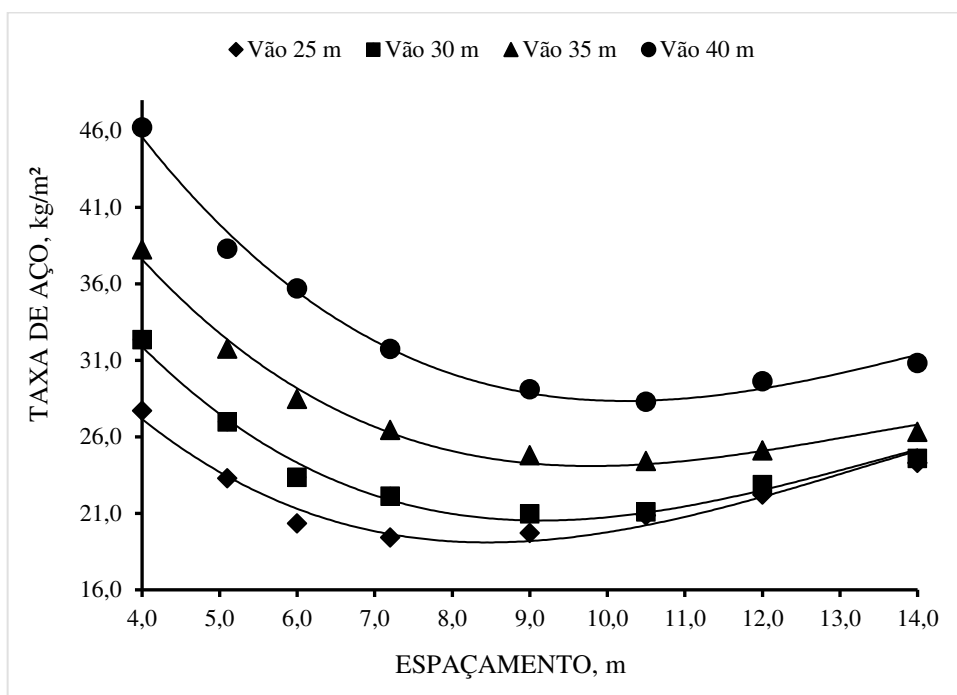
Tabela 17 - Variação da taxa de consumo de aço dos modelos pertencentes ao sistema 2

Vão (m)	Espaçamento (m)	Massa total (t)	Área (m ²)	Taxa de aço (kg/m ²)
25	4,0	24,9	900	27,7
	5,1	20,9	900	23,3
	6,0	18,3	900	20,3
	7,2	17,4	900	19,4
	9,0	17,7	900	19,7
	10,5	21,9	1050	20,9
	12,0	20,0	900	22,2
	14,0	25,5	1050	24,3
	18,0	26,4	900	29,4
30	4,0	34,9	1080	32,4
	5,1	29,1	1080	27,0
	6,0	25,2	1080	23,4
	7,2	23,8	1080	22,1
	9,0	22,6	1080	21,0
	10,5	26,5	1260	21,1
	12,0	24,7	1080	22,9
	14,0	30,9	1260	24,6
	18,0	31,0	1080	28,8
35	4,0	48,1	1260	38,2
	5,1	40,0	1260	31,8
	6,0	35,8	1260	28,5
	7,2	33,3	1260	26,5
	9,0	31,2	1260	24,8
	10,5	35,9	1470	24,4
	12,0	31,6	1260	25,1
	14,0	38,7	1470	26,3
	18,0	35,0	1260	27,8
40	4,0	66,5	1440	46,2
	5,1	55,1	1440	38,3
	6,0	51,4	1440	35,7
	7,2	45,7	1440	31,7
	9,0	41,9	1440	29,1
	10,5	47,5	1680	28,3
	12,0	42,6	1440	29,6
	14,0	51,7	1680	30,8
	18,0	51,5	1440	35,8

Fonte: Autor (2017)

Os resultados dos modelos acima são também representados no Gráfico 4.

Gráfico 4 - Variação da taxa de aço de modelos do sistema 2

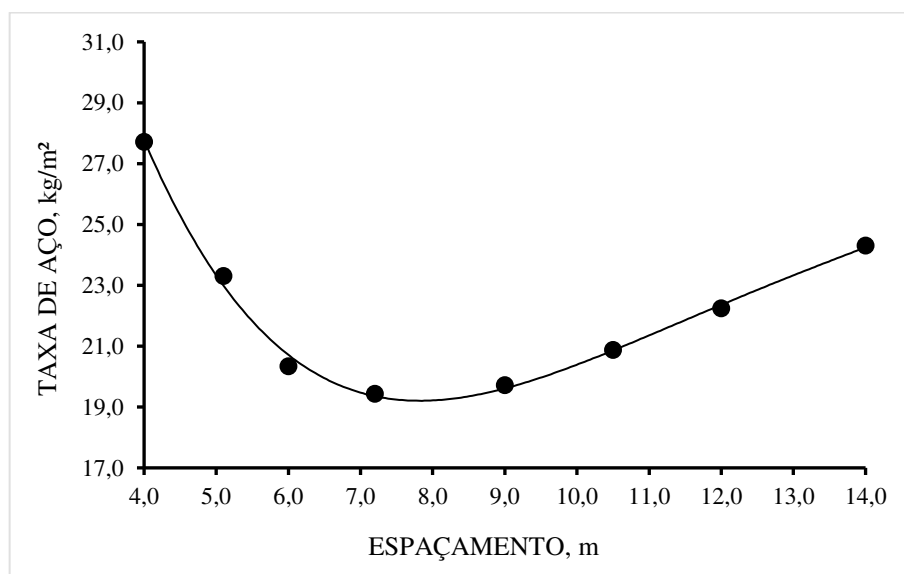


Fonte: Autor (2017)

5.5.1 Variação da taxa de aço em função do espaçamento

Para melhor estudar a variação da taxa de aço em relação ao espaçamento entre pórticos, os resultados dos modelos de vão igual a 25 m são representados no Gráfico 5.

Gráfico 5 - Variação da taxa de aço para vãos de 25 m



Fonte: Autor (2017)

Analisando-se os resultados do gráfico acima, observa-se que a taxa de aço passa por um ponto de mínimo. Esse valor, para esse vão, é de aproximadamente 8 m. Nota-se a curva a esquerda do ponto de taxa mínima tem uma tendência de crescimento rápido. Assim, a medida que se procura diminuir o espaçamento entre pórticos, ocorre um aumento acentuado da taxa de aço.

O uso de pequenos espaçamentos, como já mencionado, provoca alta concentração de peças de aço ao longo do comprimento. A diminuição da área de influência de cada quadro curvo não acompanha a redução das seções. Seções menores são muitas vezes limitadas pelo seu elevado índice de esbeltez, que deve ser restringido a valores máximos previsto em norma.

A curva a direita do espaçamento ótimo é representada por modelos que possuem perfis “robustos”, de menor esbeltez. Os perfis são eficientemente utilizados e limitados por sua capacidade de resistir a solicitações. Entretanto, a massa estrutural total varia com o aumento da área de influência dada por um determinado espaçamento, causando crescimento na taxa de aço.

O cálculo da taxa de aço é definido pela Equação 5:

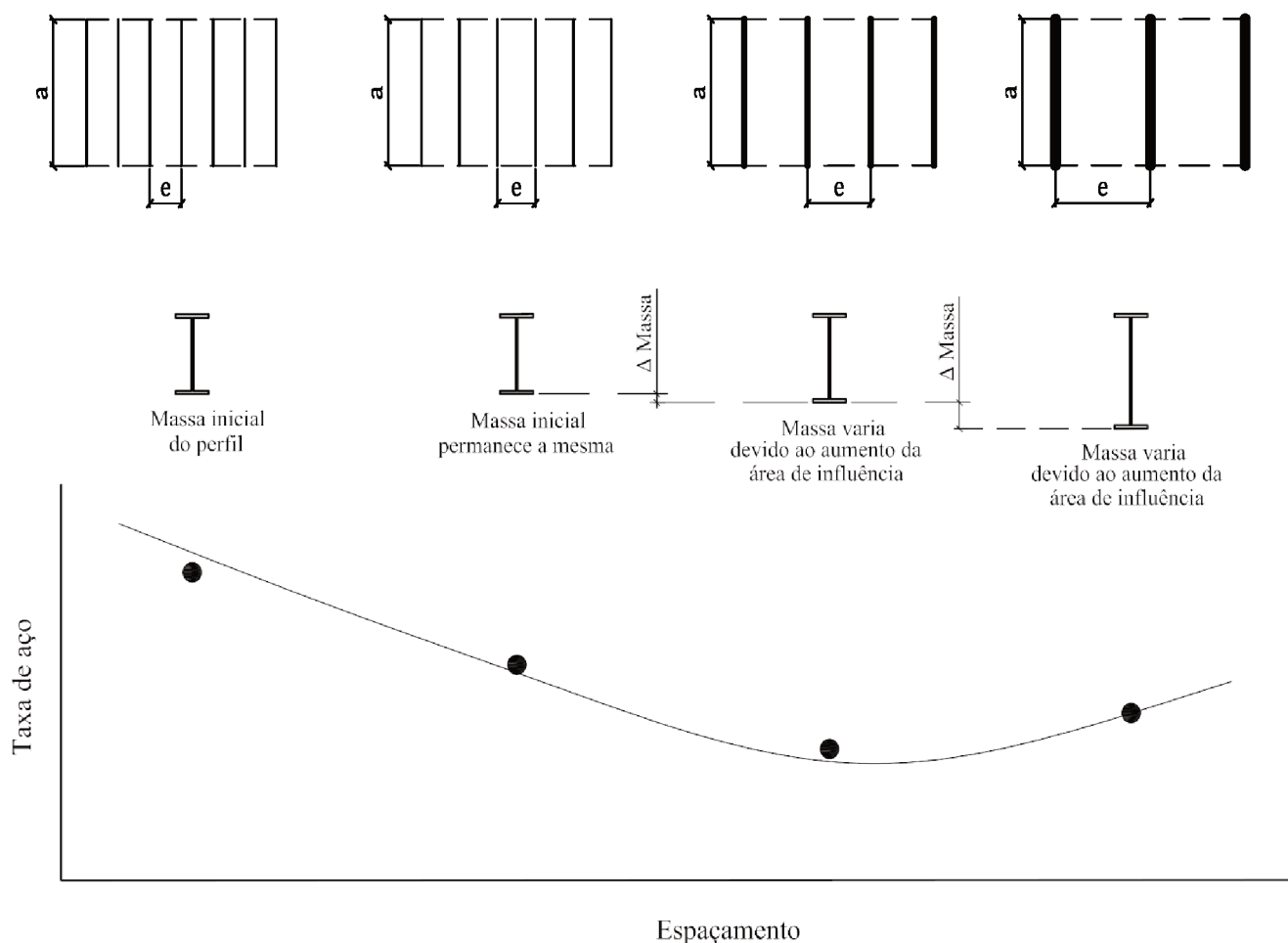
$$Taxa\ de\ aço = \frac{M}{A} \quad (5)$$

Em que M é a massa total da estrutura e A é a sua área projetada.

Ao se analisar a variação da taxa de aço no sentido do menor (4 m) para o maior espaçamento (14 m), observa-se que há uma diminuição da taxa de aço decorrente, principalmente, do aumento da área (a área é diretamente proporcional ao espaçamento, sendo constante o vão analisado). Os perfis do arco, por exemplo, permanecem restringidos pelo seu índice de esbeltez quando do aumento do espaçamento.

Em seguida, ao se aproximar do espaçamento ótimo, a esbeltez passa a não ser o principal fator condicionante da taxa de aço. Os perfis variam suas dimensões, acrescentando massa à estrutura. Assim, após a taxa mínima, há um gradual aumento da massa estrutural de modo que esse crescimento ultrapassa a diminuição da taxa provocada pelo aumento do espaçamento. A Figura 27 ilustra esse processo esquematicamente.

Figura 27 - Esquema do processo de variação da taxa de aço com o espaçamento



Fonte: Autor (2017)

Todos os modelos analisados apresentaram uma taxa mínima. Analisando-se o gráfico de todos os modelos reunidos, nota-se que o espaçamento correspondente a menor taxa parece ser maior à medida que se aumenta o vão da estrutura. Para vão de 25 m, por exemplo, o espaçamento ótimo foi de aproximadamente 8,0 m, enquanto que para vão de 35 m foi de cerca de 10,5 m.

6 CONCLUSÃO

6.1 Considerações finais

Neste trabalho, demonstrou-se a importância do cálculo estrutural na economicidade de projetos de estruturas metálicas para centros esportivos.

A escolha do sistema mais adequado às condições e critérios de projeto traz benefícios ao contratante de serviços de engenharia e ao executor desses serviços. Estruturas otimizadas possibilitam um menor consumo de material e consequente menor custo, sem prejudicar a segurança necessária.

Ao se analisar os resultados obtidos de três sistemas estruturais distintos para um vão de 30 m, por exemplo, observou-se que a taxa de aço variou entre 21 kg/m² e 30 kg/m². Esses valores mostram a importância da concepção estrutural.

O sistema 2 foi o mais eficiente do ponto de vista de menor massa da estrutura. A massa estrutural total variou entre 17,7 t e 35,9 t, correspondendo a taxas de aço de 19,7 kg/m² e 28,5 kg/m², respectivamente. Em contrapartida, o sistema 3 foi o menos eficiente. A massa estrutural total desse sistema variou entre 21,2 t e 40,1 t, correspondendo a taxas de aço de 23,6 kg/m² e 31,8 kg/m², respectivamente.

Ao se analisar um dos sistemas concebidos com uma quantidade maior de dados, notou-se que a taxa de aço pode variar consideravelmente em relação ao espaçamento entre pórticos.

No sistema 2 de vão igual a 25 m, por exemplo, a taxa variou entre 19 kg/m² (espaçamento de aproximadamente 8 m) e 28 kg/m² (espaçamento de 4 m). Assim, diminuir o espaçamento entre pórticos com o intuito de minimizar as cargas sobre cada quadro curvo pode não ser a melhor solução. Por outro lado, utilizar grandes espaçamentos com o objetivo de diminuir a concentração de pórticos no sentido longitudinal da estrutura também pode levar a taxas de aço elevadas.

Assim, para cada vão analisado, existe um espaçamento ótimo que leva a uma taxa de aço mínima. Notou-se que, para o sistema 2, o espaçamento ótimo está compreendido em um intervalo de 7 m a 11 m, no sentido do menor para o maior vão.

Chegado ao término deste trabalho, espera-se que os resultados obtidos possam servir de referência para engenheiros e acadêmicos que possam vir a ter contato com estruturas metálicas em arco.

Para engenheiros construtores e projetistas calculistas, os resultados apresentados podem auxiliar na escolha do sistema estrutural mais adequado na fase de concepção da estrutura. Podem também fornecer estimativas da taxa de aço que se adeque melhor ao projeto que estejam desenvolvendo.

Aos acadêmicos pesquisadores, salienta-se a importância de se aprimorar o presente trabalho com estudos complementares e mais precisos, conforme sugestões a seguir.

6.2 Sugestões

Sugere-se para o desenvolvimento de futuros trabalhos que novas simulações sejam realizadas, com o objetivo de atingir soluções ainda mais econômicas do ponto de vista de consumo de matéria-prima. Novos arranjos geométricos podem ser verificados, como, por exemplo, um estudo que averigue a variação da taxa de aço em relação a diferentes curvaturas do arco. Assim, buscar-se-ia determinar a forma do arco que resultasse num menor consumo de material.

Neste trabalho, foi considerado o dimensionamento apenas das peças que compõem a estrutura. As ligações têm importante parcela na composição do custo total de um projeto. As estruturas soldadas, por exemplo, permitem eliminar uma grande porcentagem de chapas de ligação em relação às estruturas parafusadas (BELLEI, 1998). Assim, acrescentar o dimensionamento de ligações e averiguar seu efeito sobre a taxa de aço dos modelos analisados neste trabalho pode contribuir para sua acurácia.

Foi estudado a variação da taxa de aço de um sistema composto por barras de alma cheia. Um estudo comparativo a respeito dos diferentes sistemas estruturais pode auxiliar no processo de escolha da melhor solução. Assim, pode-se comparar os resultados obtidos com arcos treliçados, arcos de seção variável ou até mesmo vigas de eixo reto inclinadas, destacando o sistema mais eficiente do ponto de vista de consumo de material.

Enfim, umas das ações de maior peso no dimensionamento de coberturas metálicas é a ação do vento. Sua previsão inadequada ou imprecisa pode levar a resultados que não traduzam a

realidade do comportamento estrutural, prejudicando a economia do projeto (superdimensionamento) ou até mesmo sua segurança (subdimensionamento).

A ABNT NBR 6123:1998 apresenta poucas informações a respeito do cálculo da ação do vento em estruturas arqueadas. Pode-se citar, por exemplo, a dificuldade de se calcular o efeito do vento sobre estruturas em arco isoladas (sem a presença de paredes). Assim, estudos complementares que abranjam uma maior quantidade de dados e configurações geométricas são justificados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARCELOR MITTAL. Estádio de Wembley, 2017. Disponível em: <<http://www.constructalia.com>>. Acesso em: 20 set. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:1988** – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

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

_____. **NBR 8800:2008** – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BBC NEWS. *America's 'ringing' rock arches recorded*, 2014. Disponível em: <www.bbc.com>. Acesso em: 28 set. 2017.

BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço**: projeto e cálculo. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1998.

BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. Porto Alegre: UFRGS, 1995.

BLESSMANN, J. **Ação do vento em telhados**. Porto Alegre: SAGRA, 1991.

CLIMATE DATA. Climograma de Uberlândia, 2017. Disponível em: <<http://pt.climate-data.org>>. Acesso em: 10 nov. 2017.

COLUMBIA UNIVERSITY. *Arch Systems*, 2017. Disponível em: <www.columbia.edu>. Acesso em: 28 nov. 2017.

COMUNICA UFU. Inauguração de centro esportivo do *campus* Santa Mônica, 2016. Disponível em: <www.dirco.ufu.br>. Acesso em: 28 set. 2017.

CROMO ENGENHARIA. Portfólio de projetos, 2017. Disponível em: <<http://www.cromoengenharia.com.br>>. Acesso em: 15 set. 2017.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. 2ª ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.

LEET, K. M.; UANG, C. M. *Fundamentals of structural analysis*. 3ª ed. New York: McGraw-Hill, 2009.

LABORATÓRIO DE MECÂNICA COMPUTACIONAL DA USP. Breve história da engenharia de estruturas, 2006. Disponível em: <www.lmc.ep.usp.br>. Acesso em: 02 out. 2017.

OLDTIME WALLPAPERS. *Roman aqueduct Pont du Gard*, 2017. Disponível em: <www.oldtimewallpapers.com>. Acesso em: 26 set. 2017.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2009. 382 p.

ROCHA, A. M. **Teoria e prática das estruturas: hiperestática plana geral**. Rio de Janeiro: Científica, 1976.

SEWARD, D. *Understanding structures: analysis, materials, design*. 4ª ed. New York: Palgrave Macmillan, 2009.

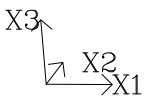
SILVA, T. D. **Modelos para análise da força de flambagem em arcos circulares**. 2016. 58 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016. Cap. 3. Disponível em: <<https://repositorio.ufu.br/>>. Acesso em: 2 out. 2017.

TRIBUNA HOJE. Déficit de quadras esportivas em escolas públicas no estado de Alagoas, 2017. Disponível em: <www.tribunahoje.com>. Acesso em: 15 set. 2017.

**APÊNDICE A – Diagramas de esforços do modelo A 25x36x9 do sistema 2
para combinações últimas de ações**

25-9

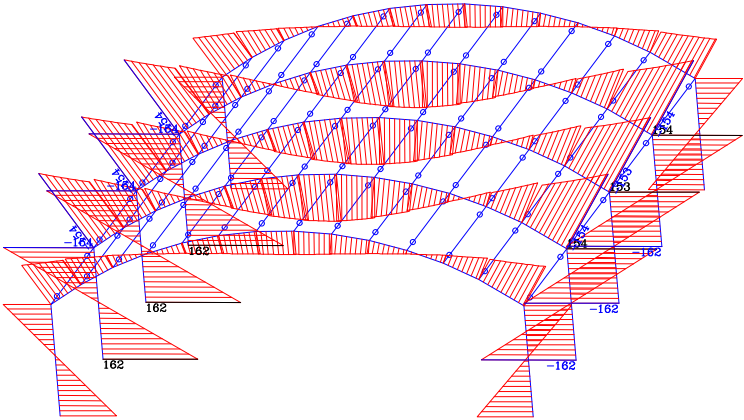
COMBINAÇÃO 1



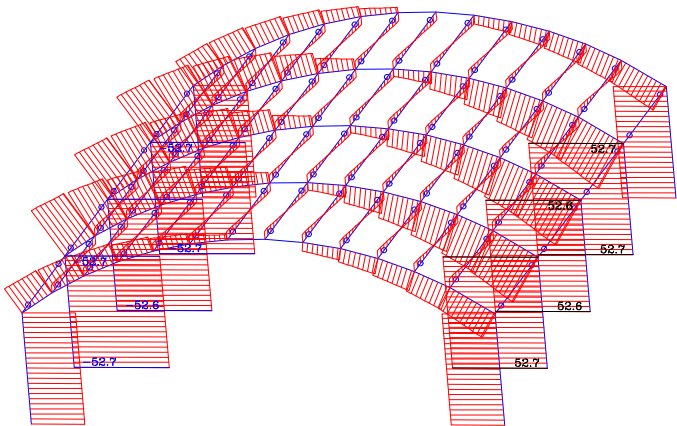
ESCALA= 1:386

UNIDS: kN*m

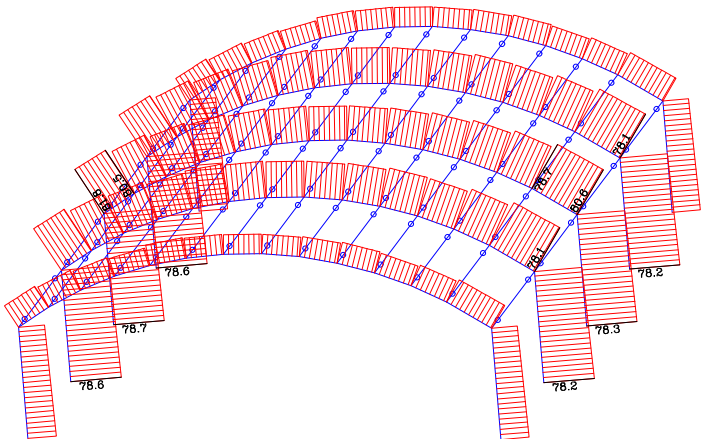
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 1 1*1.25+2*1.50+3*1.35



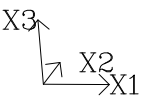
CORTANTE V3 COMB. N° 1 1*1.25+2*1.50+3*1.35



FORÇA AXIAL COMB. N° 1 1*1.25+2*1.50+3*1.35

25-9

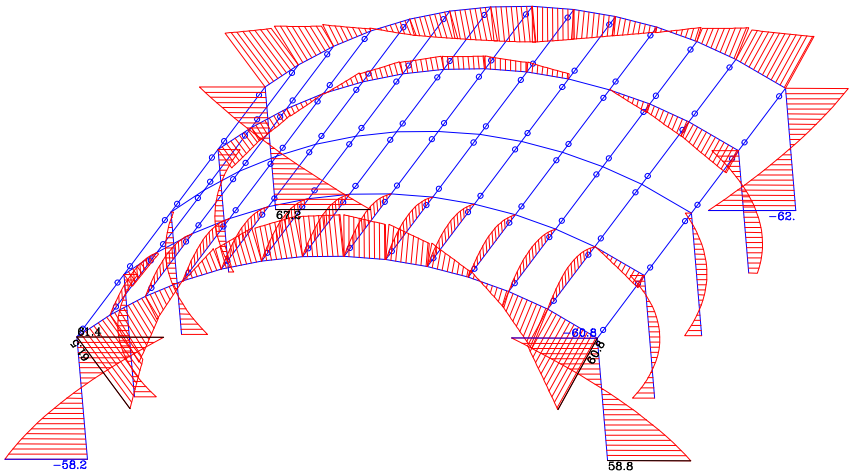
COMBINAÇÃO 2



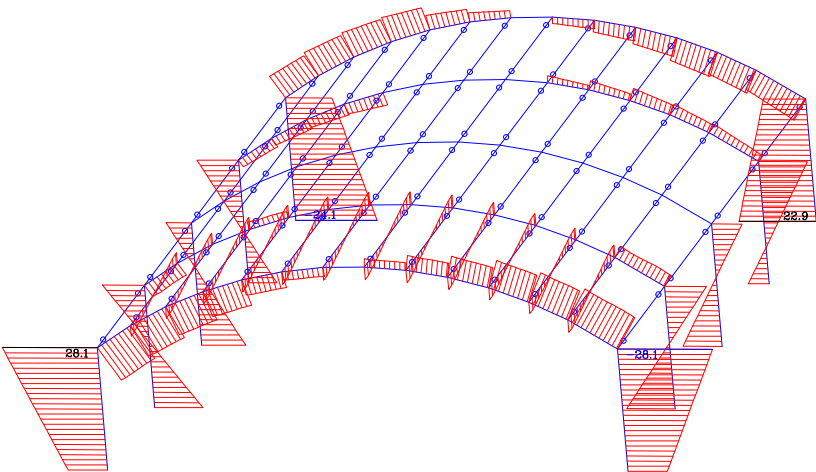
ESCALA= 1:351

UNIDS: kN*m

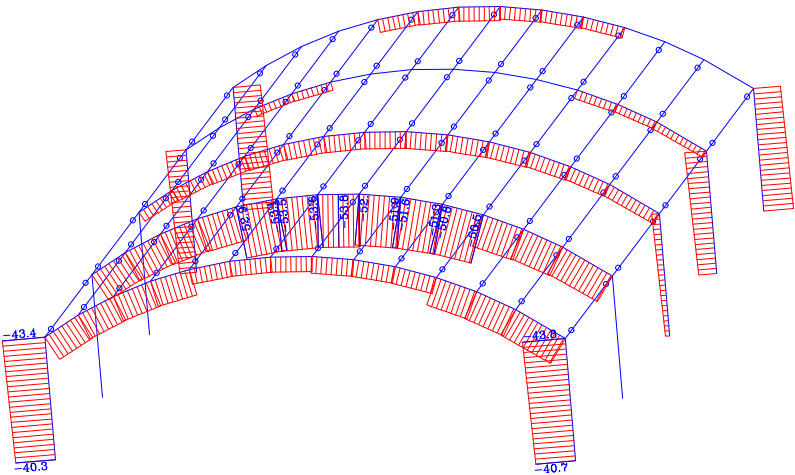
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 2 1*1.00+3*1.00+4*1.40+7*1.40



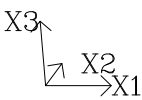
CORTANTE V3 COMB. N° 2 1*1.00+3*1.00+4*1.40+7*1.40



FORÇA AXIAL COMB. N° 2 1*1.00+3*1.00+4*1.40+7*1.40

25-9

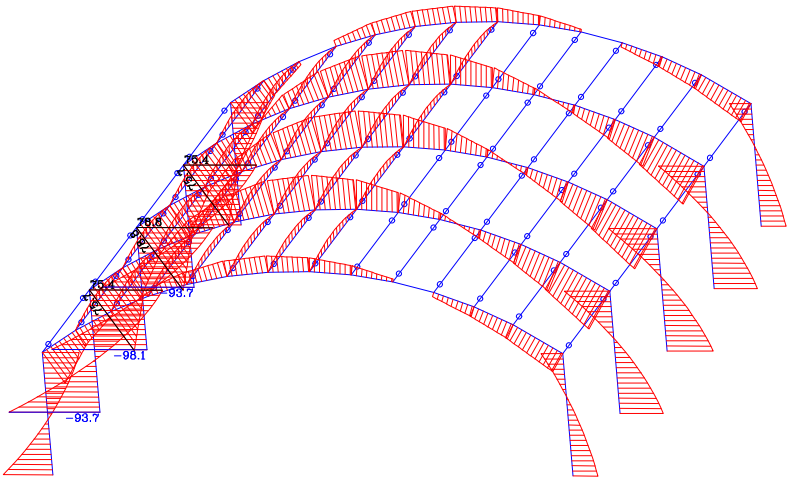
COMBINAÇÃO 3



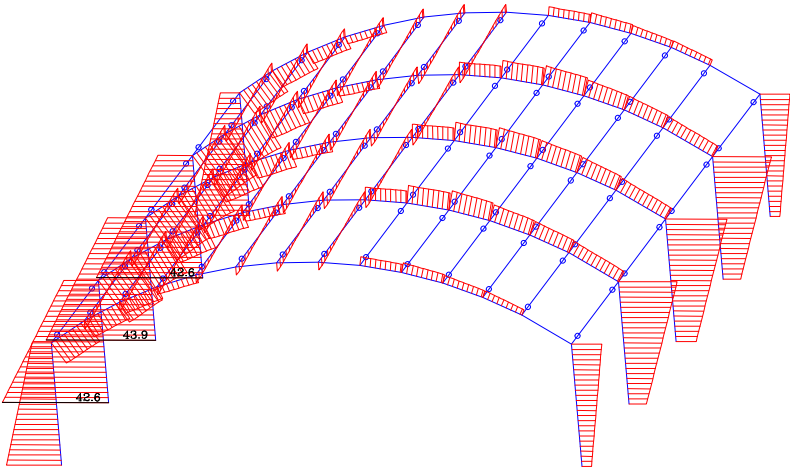
ESCALA= 1:351

UNIDS: kN*m

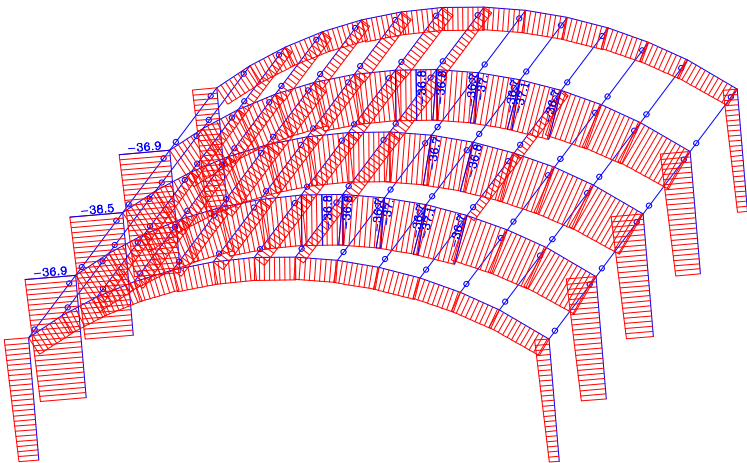
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 3 1*1.00+3*1.00+5*1.40+8*1.40



CORTANTE V3 COMB. N° 3 1*1.00+3*1.00+5*1.40+8*1.40



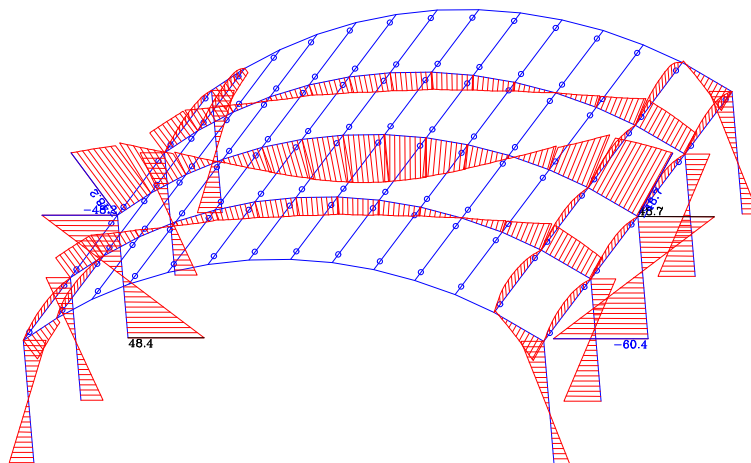
FORÇA AXIAL COMB. N° 3 1*1.00+3*1.00+5*1.40+8*1.40

COMBINAÇÃO 4

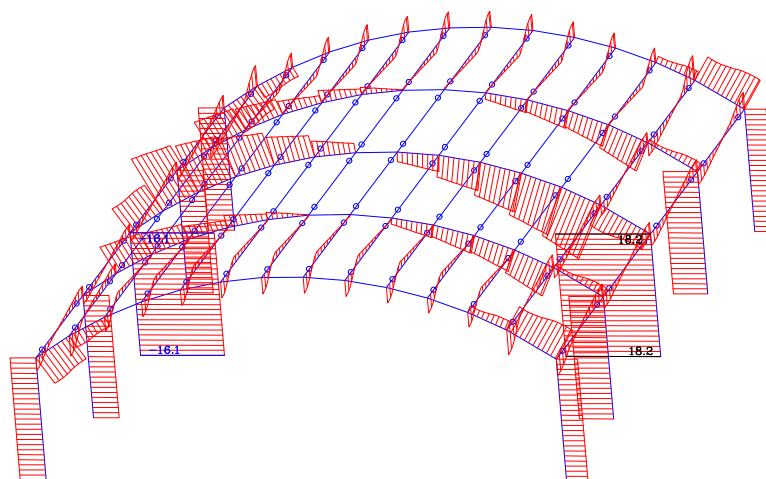
ESCALA= 1:351

UNIDS: kN*m

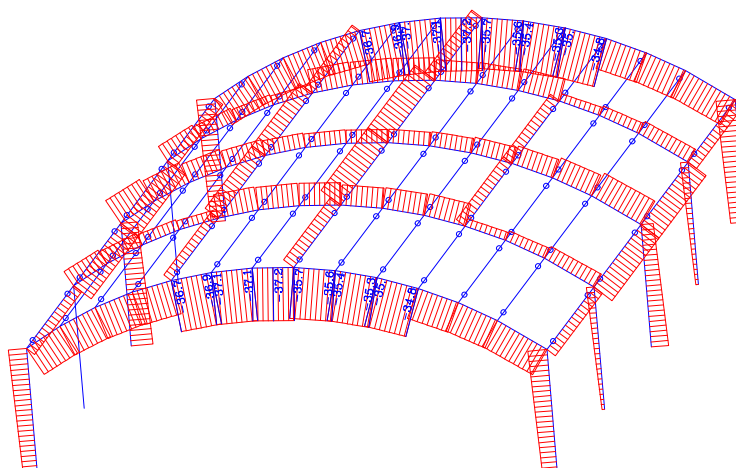
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 4 1*1.00+3*1.00+6*1.40



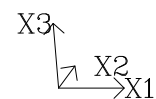
CORTANTE V3 COMB. N° 4 1*1.00+3*1.00+6*1.40



FORÇA AXIAL COMB. N° 4 1*1.00+3*1.00+6*1.40

25-9

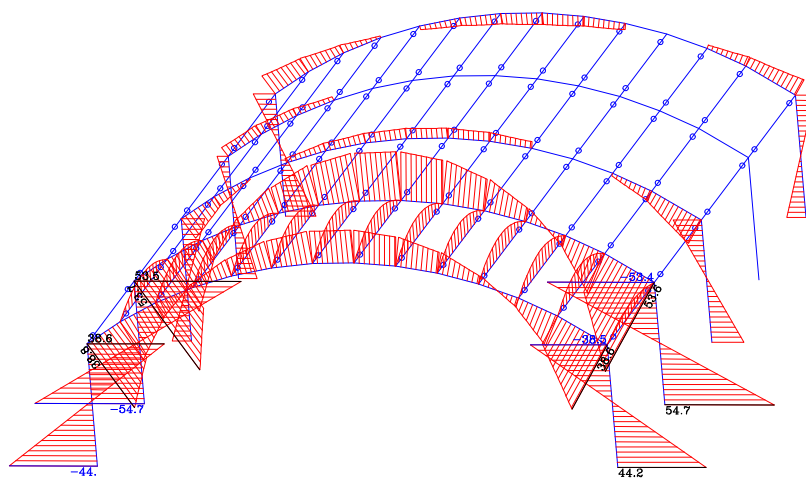
COMBINAÇÃO 5



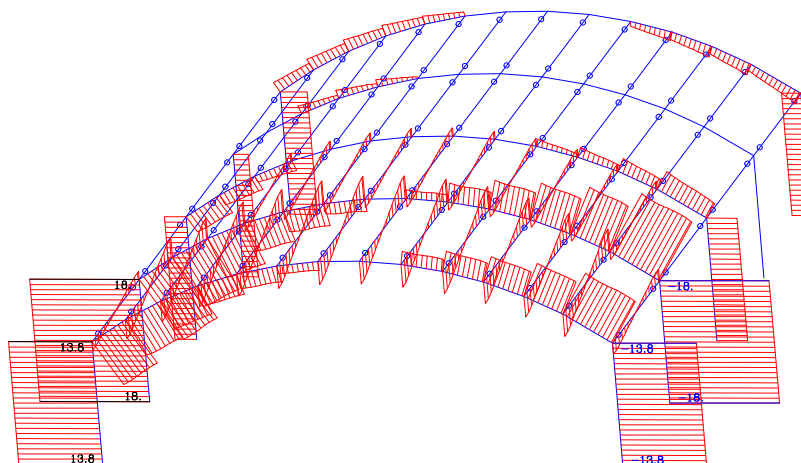
ESCALA= 1:351

UNIDS: kN*m

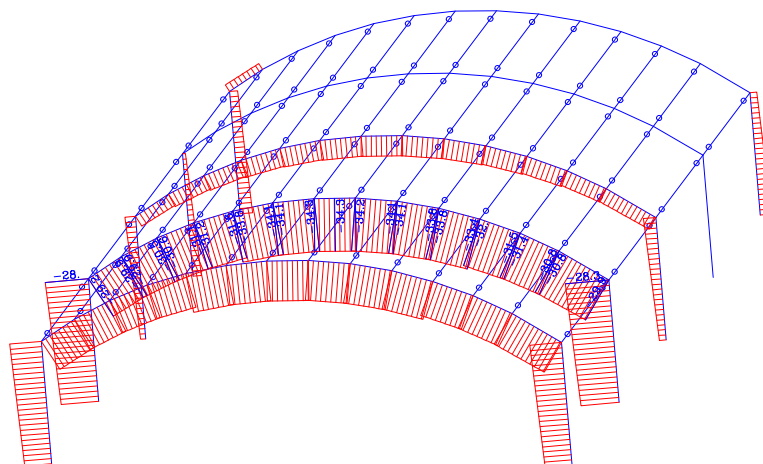
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 5 1*1.00+3*1.00+4*1.40



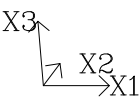
CORTANTE V3 COMB. N° 5 1*1.00+3*1.00+4*1.40



FORÇA AXIAL COMB. N° 5 1*1.00+3*1.00+4*1.40

25-9

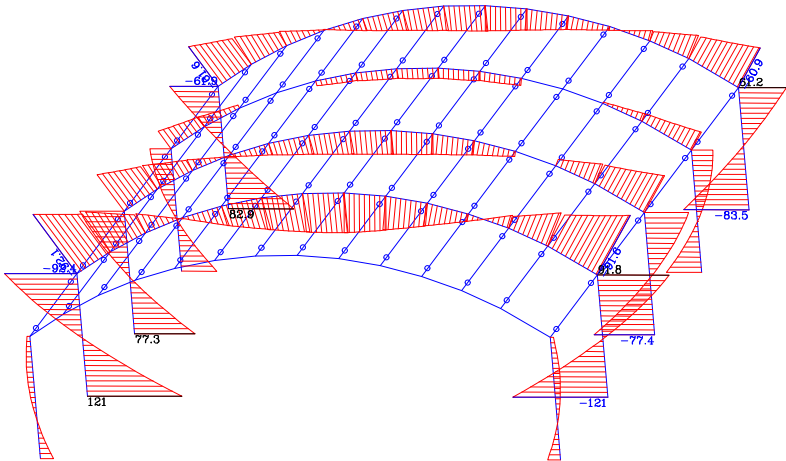
COMBINAÇÃO 7



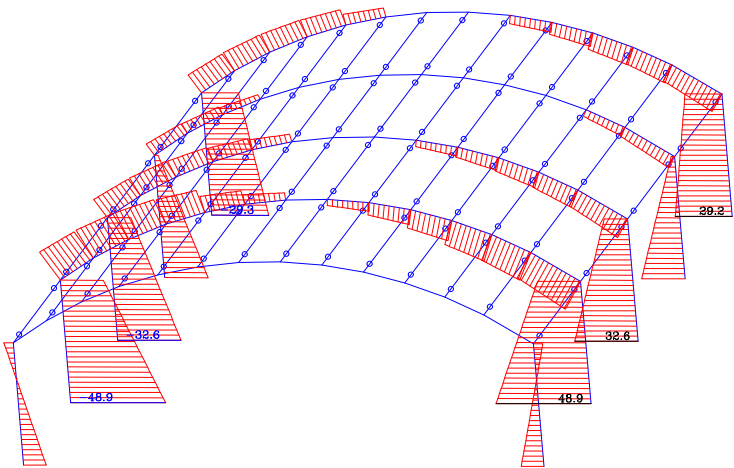
ESCALA= 1:351

UNIDS: kN*m

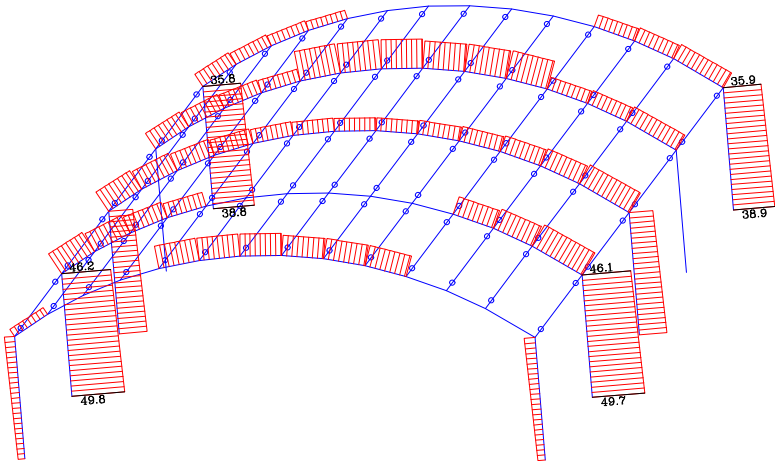
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 7 1*1.00+3*1.00+7*1.40



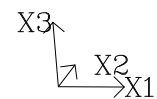
CORTANTE V3 COMB. N° 7 1*1.00+3*1.00+7*1.40



FORÇA AXIAL COMB. N° 7 1*1.00+3*1.00+7*1.40

25-9

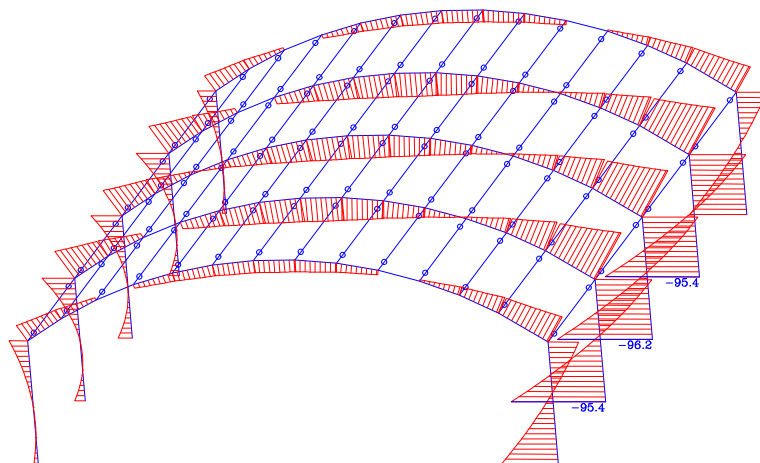
COMBINAÇÃO 8



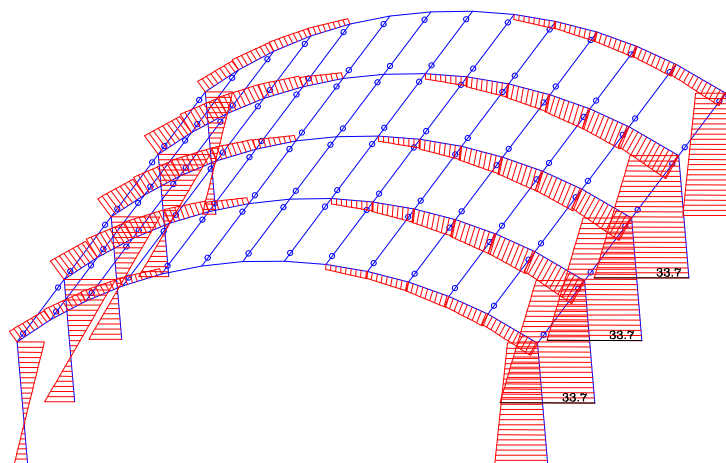
ESCALA= 1:351

UNIDS: kN*m

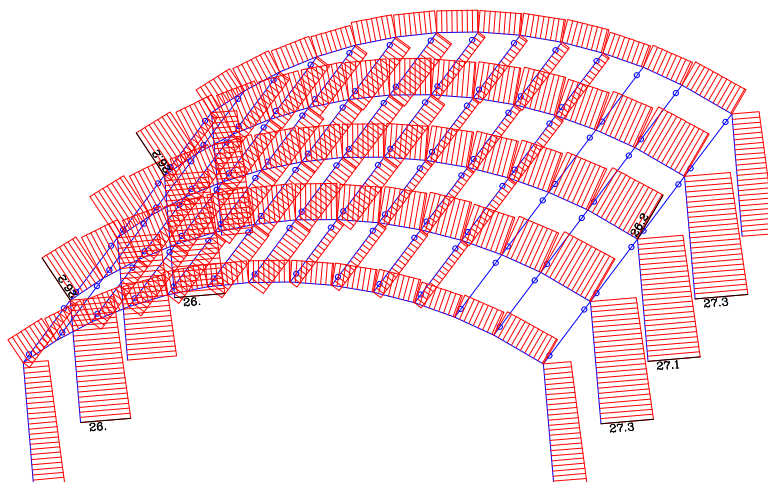
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 8 1*1.00+3*1.00+8*1.40



CORTANTE V3 COMB. N° 8 1*1.00+3*1.00+8*1.40



FORÇA AXIAL COMB. N° 8 1*1.00+3*1.00+8*1.40

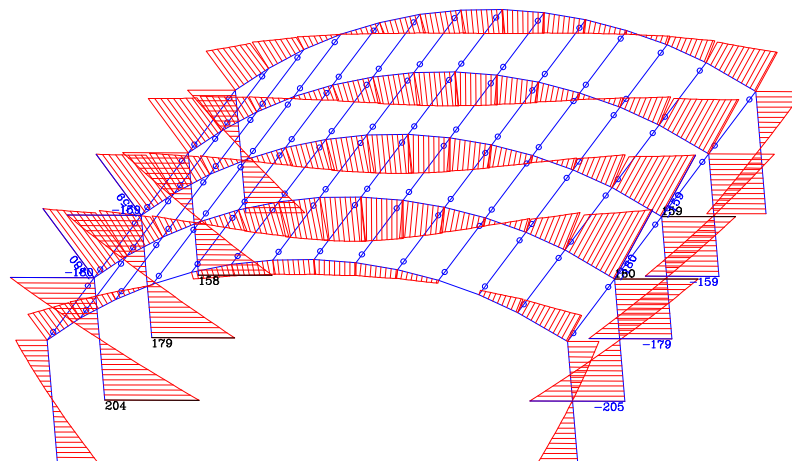
25-9

COMBINAÇÃO 10

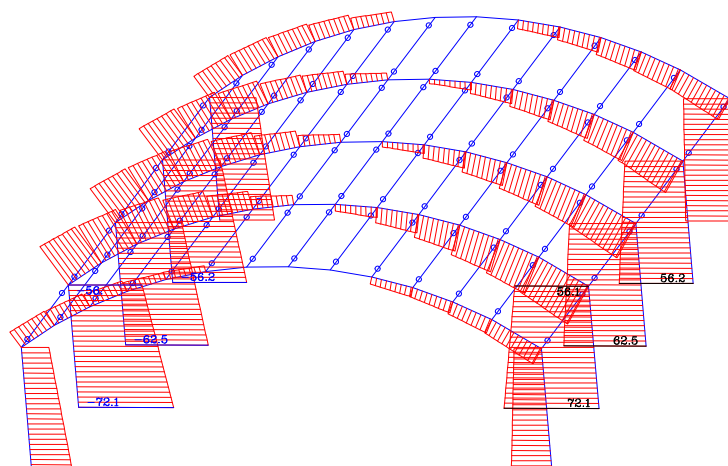
ESCALA= 1:351

UNIDS: kN*m

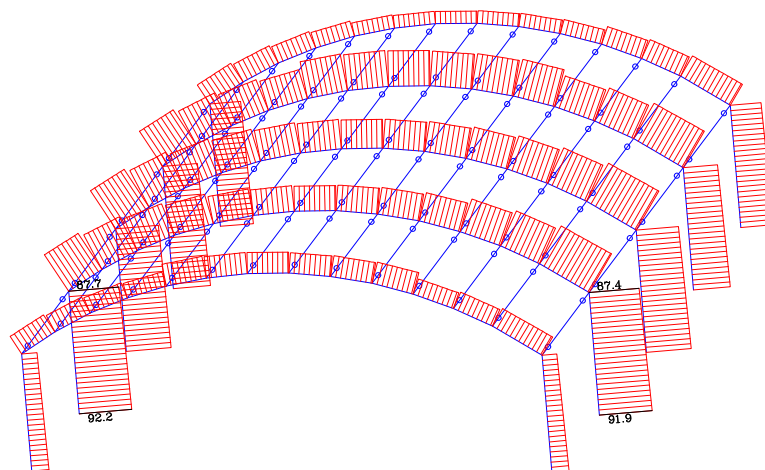
DATA:05/12/17



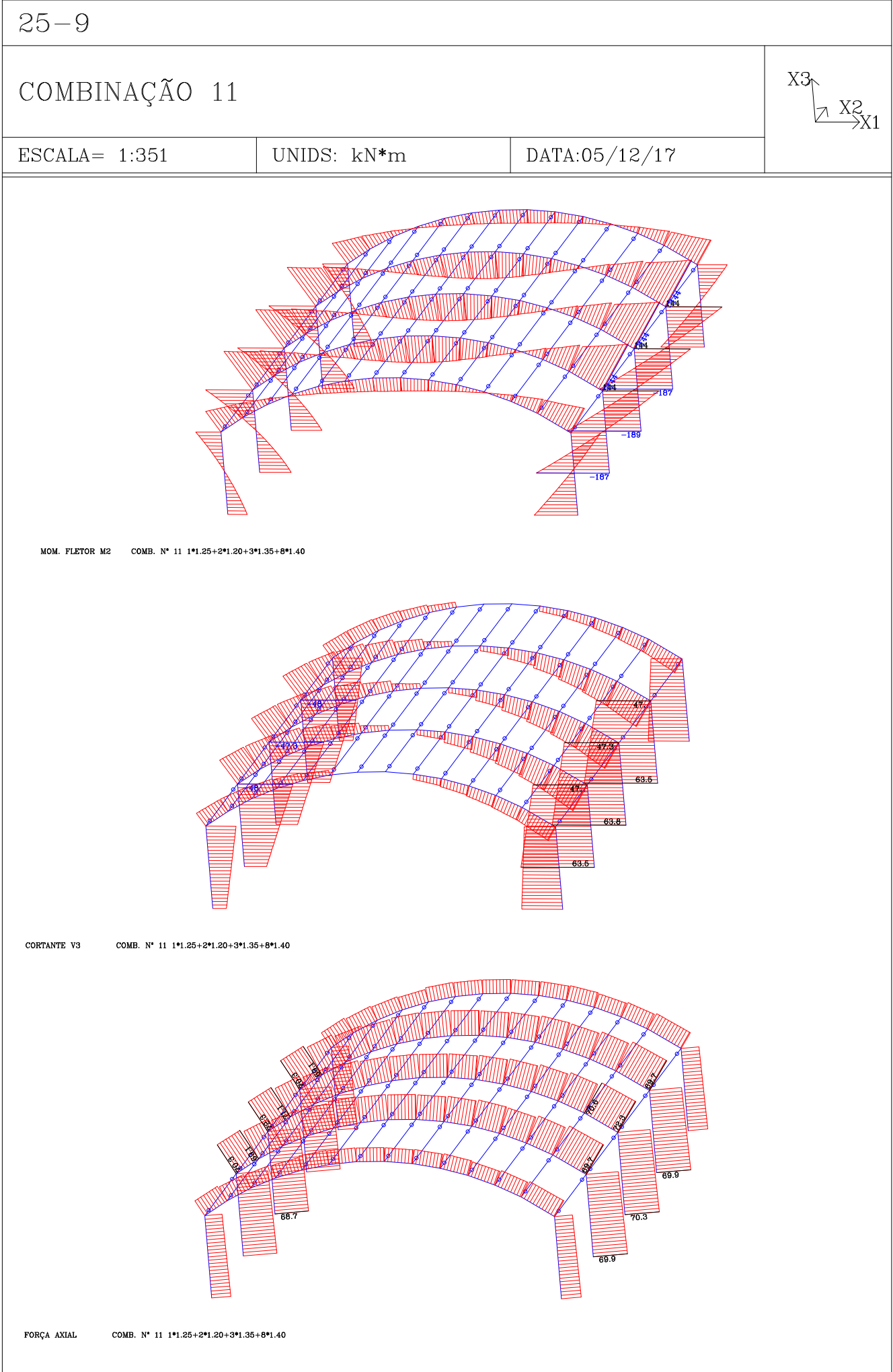
MOM. FLETOR M2 COMB. N° 10 $1*1.25+2*1.50+3*1.35+7*0.84$



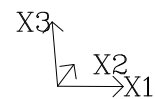
CORTANTE V3 COMB. N° 10 $1 \cdot 1.25 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 1.35 + 7 \cdot 0.84$



FORÇA AXIAL COMB. N° 10 $1 \cdot 1.25 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 1.35 + 7 \cdot 0.84$



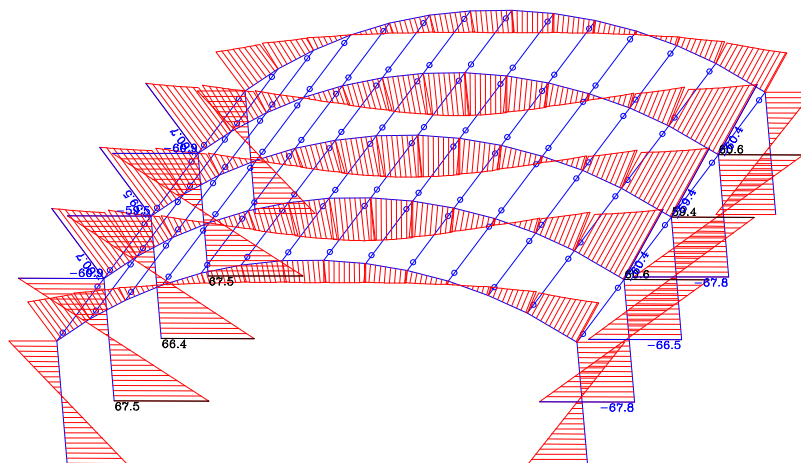
COMBINAÇÃO 13



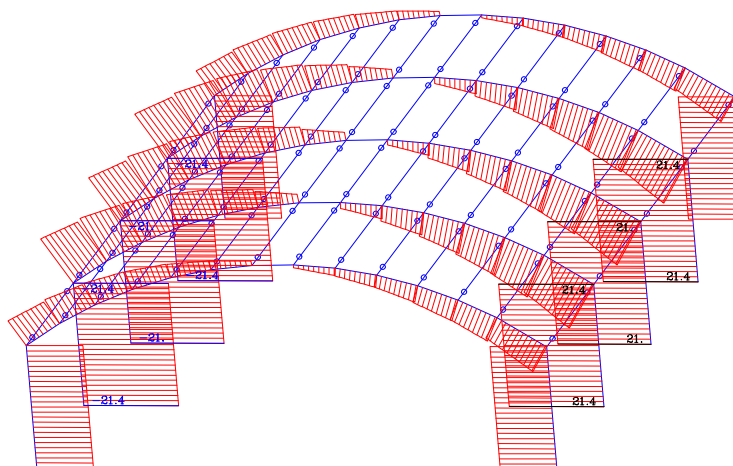
ESCALA= 1:351

UNIDS: kN*m

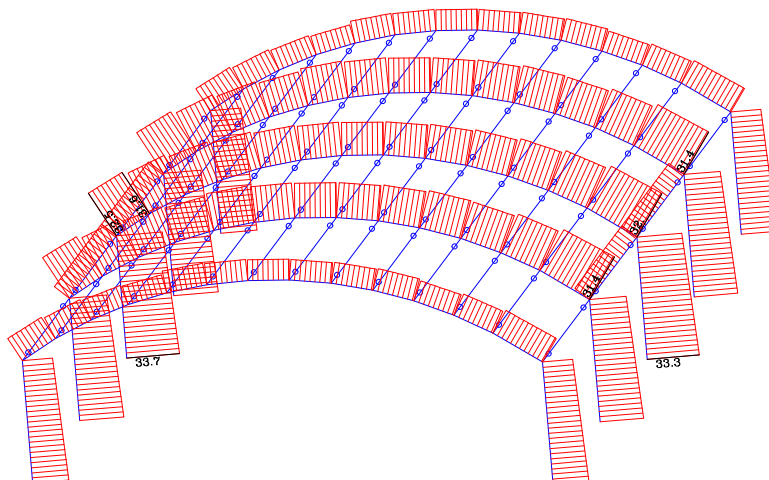
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 13 $1 \cdot 1.25 + 3 \cdot 1.35 + 9 \cdot 1.20$



CORTANTE V3 COMB. N° 13 $1 \cdot 1.25 + 3 \cdot 1.35 + 9 \cdot 1.20$



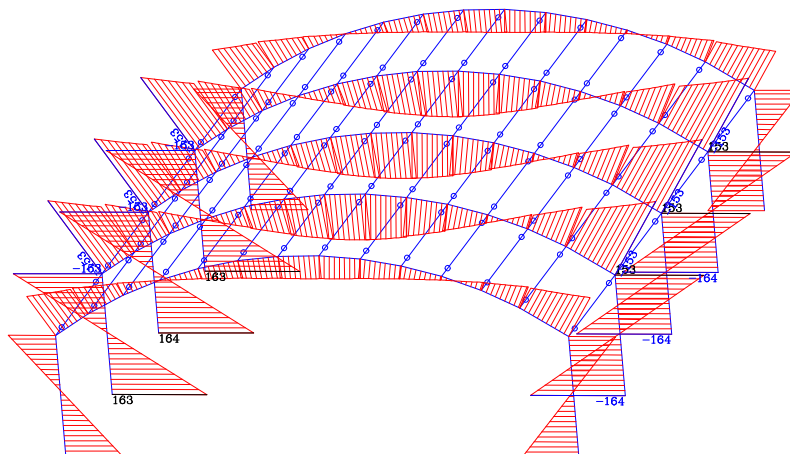
FORÇA AXIAL COMB. N° 13 1*1.25+3*1.35+9*1.20

COMBINAÇÃO 15

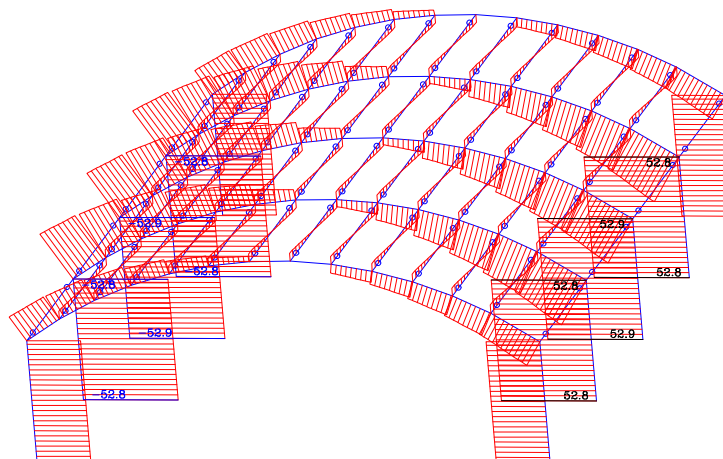
ESCALA= 1:356

UNIDS: kN*m

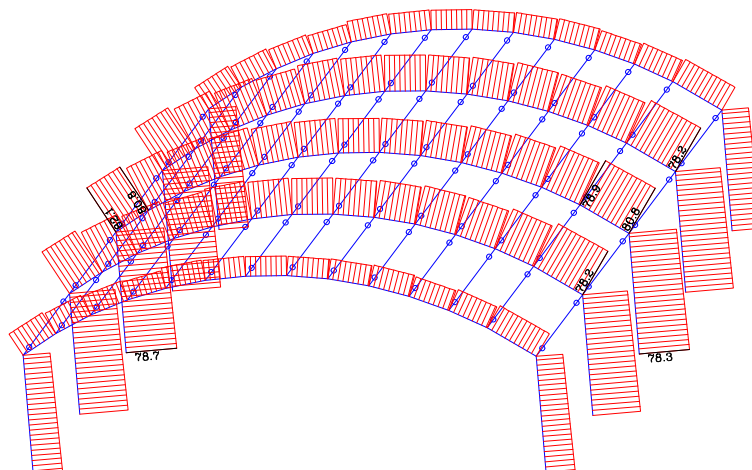
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 15 $1*1.25+2*1.50+3*1.35+9*0.72$



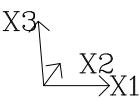
CORTANTE V3 COMB. N° 15 $1*1.25+2*1.50+3*1.35+9*0.72$



FORÇA AXIAL COMB. N° 15 $1 \cdot 1.25 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 1.35 + 9 \cdot 0.72$

25-9

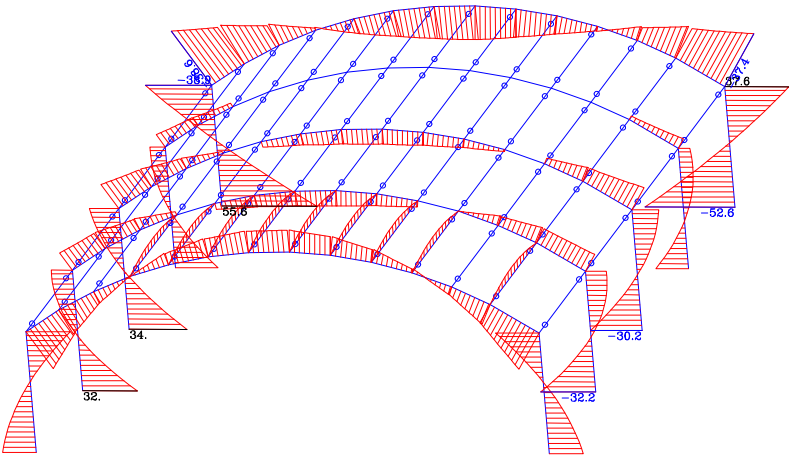
COMBINAÇÃO 16



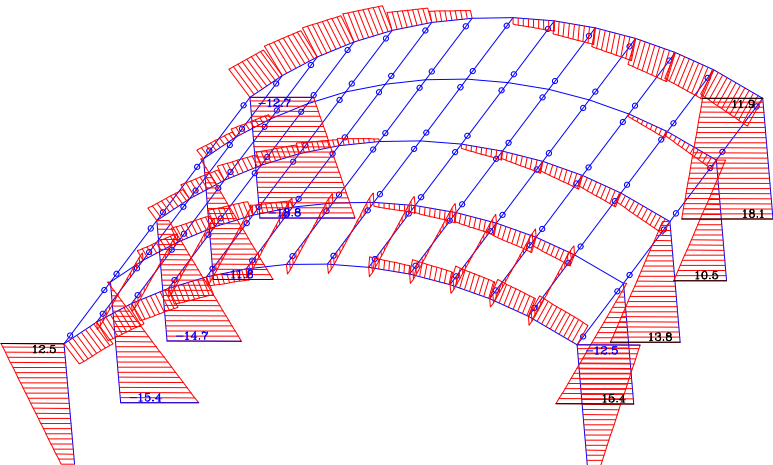
ESCALA= 1:356

UNIDS: kN*m

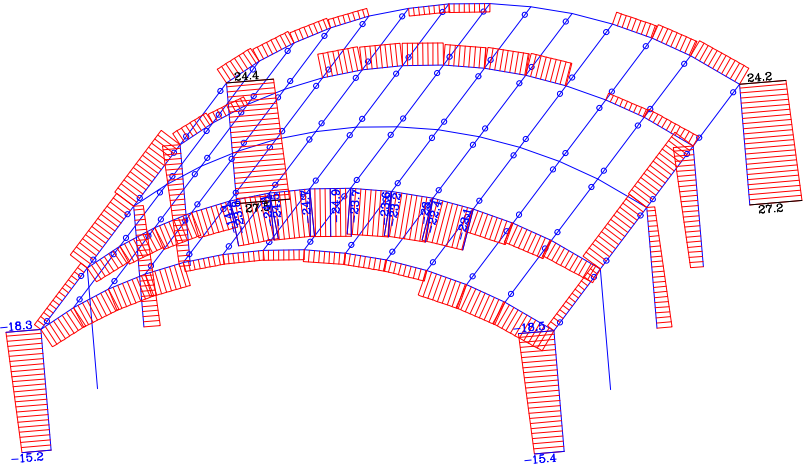
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 16 1*1.00+3*1.00+4*0.84+7*0.84+9*1.20



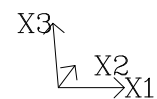
CORTANTE V3 COMB. N° 16 1*1.00+3*1.00+4*0.84+7*0.84+9*1.20



FORÇA AXIAL COMB. N° 16 1*1.00+3*1.00+4*0.84+7*0.84+9*1.20

25-9

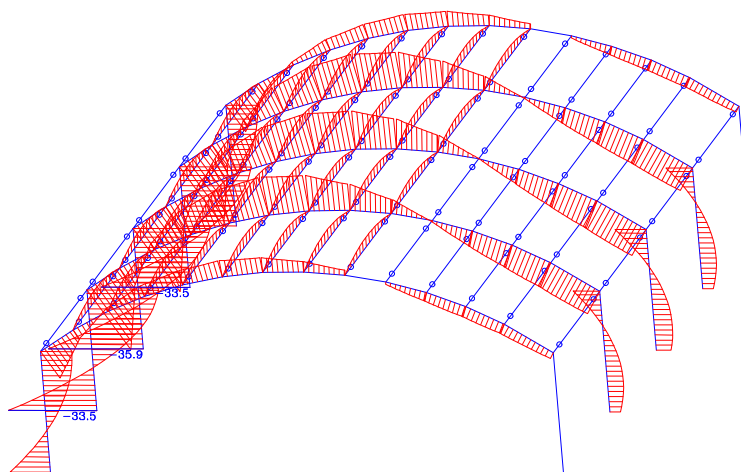
COMBINAÇÃO 17



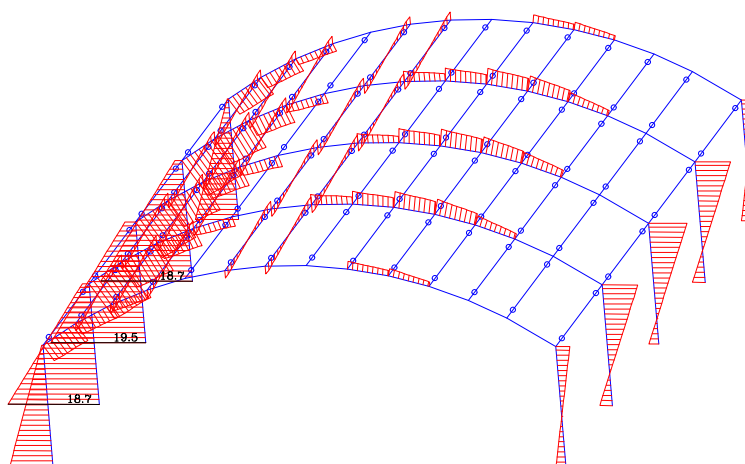
ESCALA= 1:356

UNIDS: kN*m

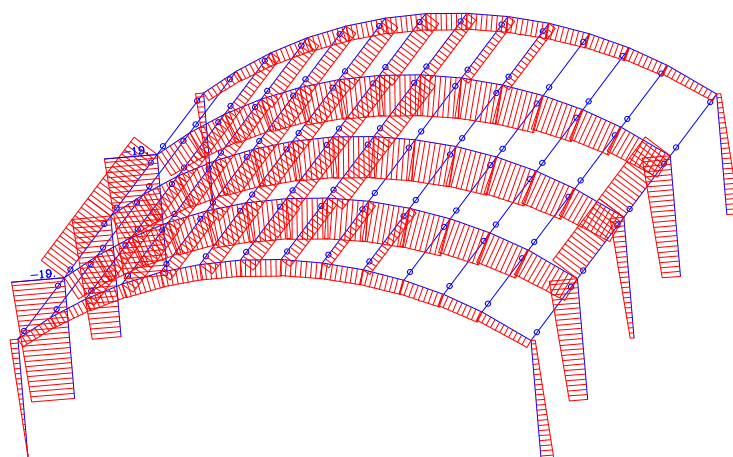
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 17 1*1.00+3*1.00+5*0.84+8*0.84+9*1.20



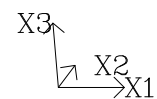
CORTANTE V3 COMB. N° 17 1*1.00+3*1.00+5*0.84+8*0.84+9*1.20



FORÇA AXIAL COMB. N° 17 1*1.00+3*1.00+5*0.84+8*0.84+9*1.20

25-9

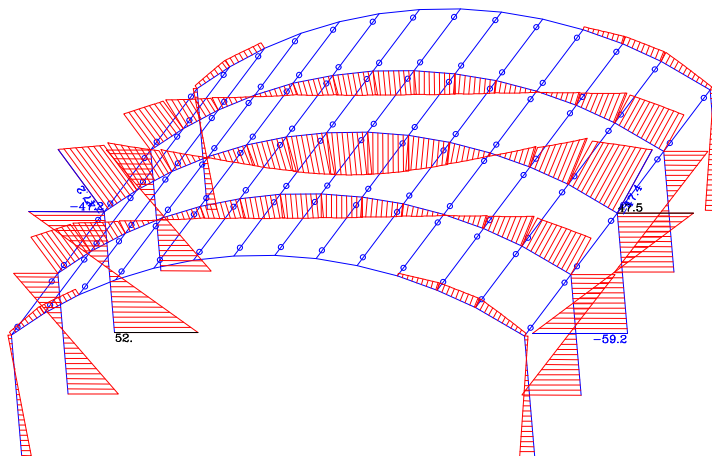
COMBINAÇÃO 18



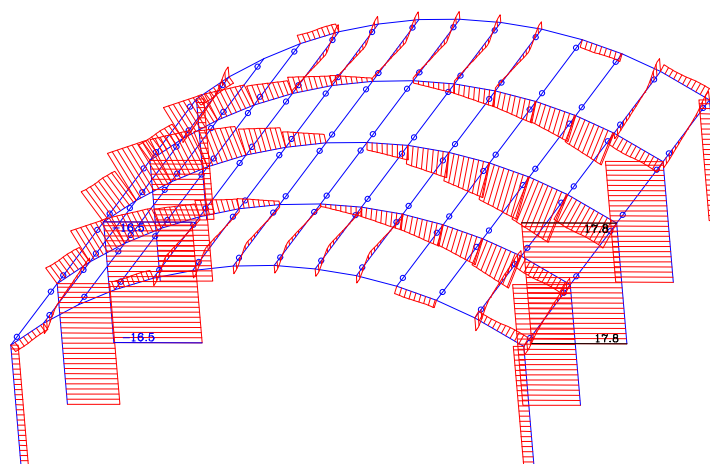
ESCALA= 1:356

UNIDS: kN*m

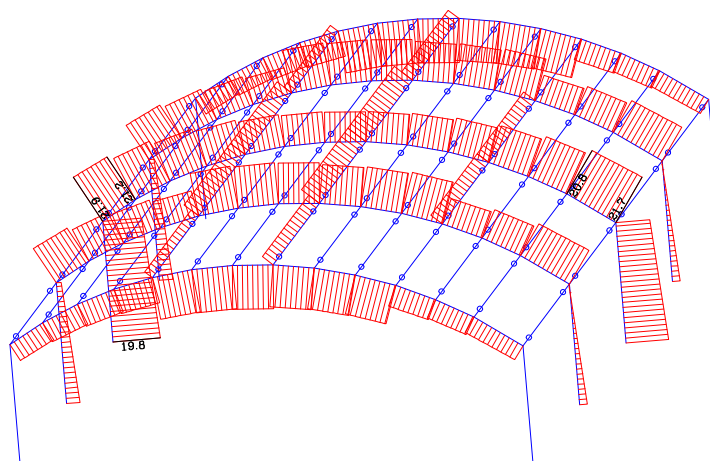
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 18 1*1.00+3*1.00+6*0.84+9*1.20



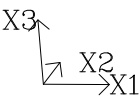
CORTANTE V3 COMB. N° 18 1*1.00+3*1.00+6*0.84+9*1.20



FORÇA AXIAL COMB. N° 18 1*1.00+3*1.00+6*0.84+9*1.20

25-9

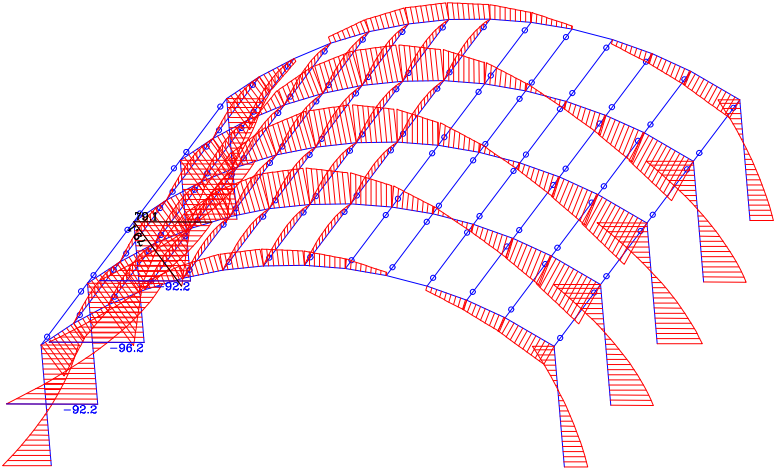
COMBINAÇÃO 20



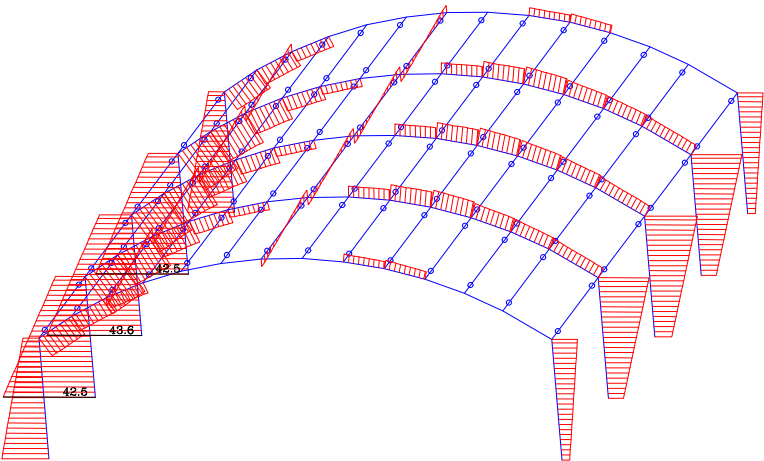
ESCALA= 1:356

UNIDS: kN*m

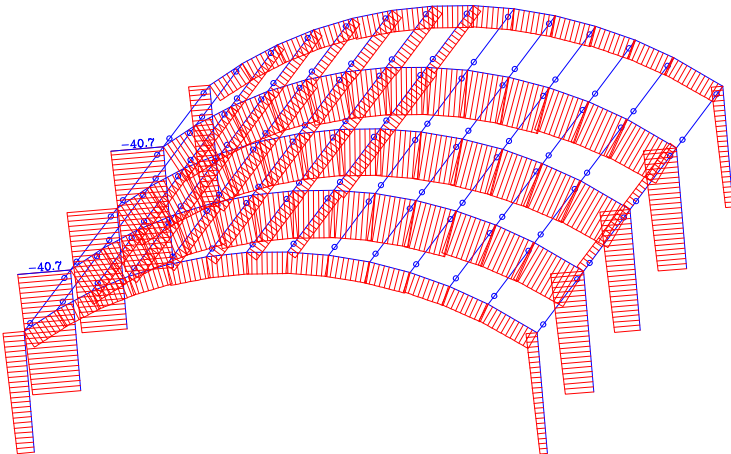
DATA:05/12/17



MOM. FLETOR M2 COMB. N° 20 1*1.00+3*1.00+5*1.40+8*1.40+9*0.72



CORTANTE V3 COMB. N° 20 1*1.00+3*1.00+5*1.40+8*1.40+9*0.72



FORÇA AXIAL COMB. N° 20 1*1.00+3*1.00+5*1.40+8*1.40+9*0.72

**APÊNDICE B – Resultados detalhados dos elementos críticos do modelo
A 25x36x9 do sistema 2**

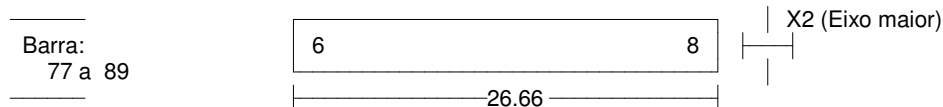
*** For demonstration purposes only ***

Strap 2009.00

25-9

Memória de cálculo - arco do plano frontal

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:**1**Data:**05/12/17**Resultados Detalhados***Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.***RESTRIÇÕES**

- Seções : Verificar

- Aço Tipo: MR250

DADOS de CALCULO

- $K_x = 1.00$ - $K_y = 1.00$

- Esbeltez adm. : 200 (compr.) 300 (trac.)

- Flecha admissível : 1/1

- Fator Redutor de Área Tracionada :1.00

- Sistema : Deslocável

TRAVAMENTOS INTERMEDIARIOS

L =	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00
Torção-Lat	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -
Compressão	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y

L =	22.00	24.00
Torção-Lat	+ -	+ -
Compressão	Y	Y

Seção: W 360x39.0

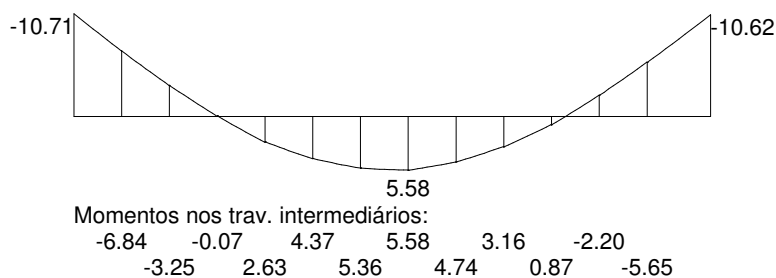
$I_x = 10331.0$ $I_y = 375.00\text{cm}^4$ $Z_x = 667.7$ $Z_y = 91.90\text{cm}^3$ Área = 50.20

$h_w = 353.00$ $b_f = 128.00\text{mm}$ $t_w = 6.50$ $t_f = 10.70\text{mm}$

$J = 15.83$ $C_w = 0.11\text{dm}^6$

COMBINAÇÃO de CALCULO= 9

Diagrama de Momentos M2



Máx. Força AXIAL = -3.84 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 2.01

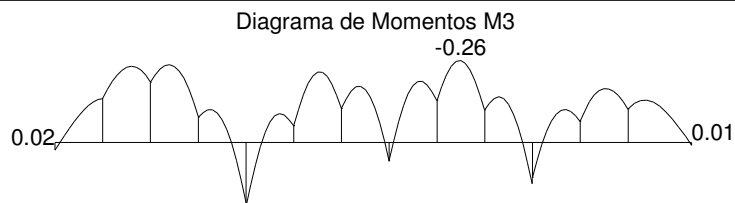
*** For demonstration purposes only ***

Strap 2009.00

25-9

Memória de cálculo - arco do plano frontal

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:** 2**Data:** 05/12/17**Resultados Detalhados***Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.*

Momentos nos trav. intermediários:

-0.14 -0.08 -0.05 0.06 -0.10 -0.07
 -0.19 0.20 -0.11 -0.13 0.11 -0.11

Máx. Força AXIAL = -3.84 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 0.36

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO: *** COMPACTA ***

Relação Limite: Comp.Não-Compacta
 d/t= 47.38 < 97.4 158.7 (Fy= 250.0 R = 0.031)
 b/t= 5.98 < 10.7 15.9

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.2.1a	$1.1V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rk}=0.6*F_y*Aw$	$Aw = 27.39$	$V_{rd} = 0.36$ $V_{rk} = 37.35$	0.01
Momento M3 (D.2.2a) sem FLT	$\frac{M_{sd}}{0.91M_{rd}} < 1.00$	$Z = 87.89$	$M_{sd} = 0.26$ $M_{rd} = 2.00$	0.13
Cortante V3 5.4.3.2.1a	$1.1V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rk}=0.6*F_y*Aw$	$Aw = 22.94$	$V_{rd} = 2.01$ $V_{rk} = 31.29$	0.06
Momento M2 (D.2.2a) sem FLT	$\frac{M_{sd}}{0.91M_{rd}} < 1.00$	$Z = 667.70$	$M_{sd} = 10.71$ $M_{rd} = 15.18$	0.71
Força Axial 5.3.2	$\frac{N_{sd}}{N_{rk}/1.1} < 1.00$	$(kL/r)_x = 186$ $(kL/r)_y = 97$ $N_{rk}=X*Q*Ag*F_y$ $X = 0.21$	$N_{sd} = 3.84$ $Ag = 50.20$ $N_{rk} = 23.41$ $F_y = 250.00$	0.16
Flambagem Lateral com Torcao D2.1b	$\frac{M_{sd}}{M_{rk}/1.1} < 1.00$ Segmento Critico de 0.00 a 2.00 na mesa -z Momentos na extr. do segmento: -10.71 e -6.82	$L_b = 2.00$ $L_p = 1.36$ $L_r = 4.17$ $C_b = 1.17$	$M_{sd} = 10.71$ $M_{rk} = 15.18$ $M_r = 10.24$ $M_p = 16.69$	0.71
Forças Combinadas (compress.) 5.5.1.2b	$\frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \frac{M_{sdx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{uy}}{M_{rdu}} < 1.00$	$C_{mx} = 1.00$ $C_{my} = 1.00$ $N_{ex} = 29.36$ $N_{ey} = 107.95$	$M_{sdx} = 12.32$ $M_{sdy} = 0.14$ $B_{ox} = 1.15$ $B_{oy} = 1.04$	0.97

*** For demonstration purposes only ***

Strap 2009.00

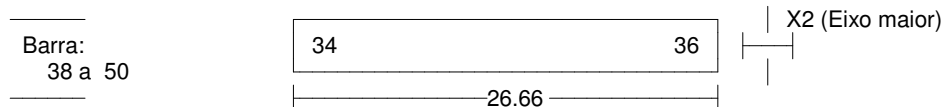
25-9

Memória de cálculo - arcos intermediários

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:**3**Data:**05/12/17**Resultados Detalhados**

Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.

**RESTRIÇÕES**

- Seções : Verificar
 - Aço Tipo: MR250

DADOS de CALCULO

- $K_x = 1.00$ - $K_y = 1.00$
 - Esbeltez adm. : 200 (compr.) 300 (trac.)
 - Flecha admissível : 1/1
 - Fator Redutor de Área Tracionada :1.00
 - Sistema : Deslocável

TRAVAMENTOS INTERMEDIARIOS

L =	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00
Torção-Lat	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -	+ -
Compressão	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y

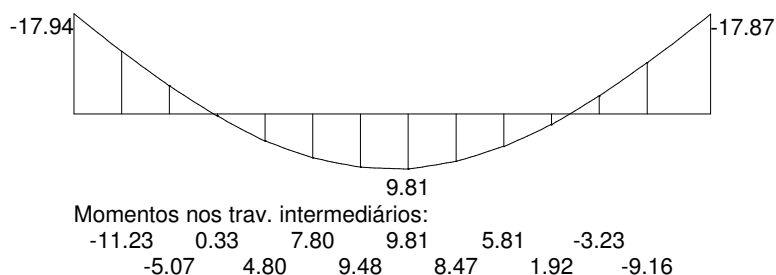
L =	22.00	24.00
Torção-Lat	+ -	+ -
Compressão	Y	Y

Seção: W 410x60.0

$I_x = 21707.0$ $I_y = 1205.00\text{cm}^4$ $Z_x = 1201$ $Z_y = 209.2\text{cm}^3$ Área = 76.20
 $h_w = 407.00$ $b_f = 178.00\text{mm}$ $t_w = 7.70$ $t_f = 12.80\text{mm}$
 $J = 33.78$ $C_w = 0.47\text{dm}^6$

COMBINAÇÃO de CALCULO= 9

Diagrama de Momentos M2



Máx. Força AXIAL = -6.84 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 3.47

*** For demonstration purposes only ***

Strap 2009.00

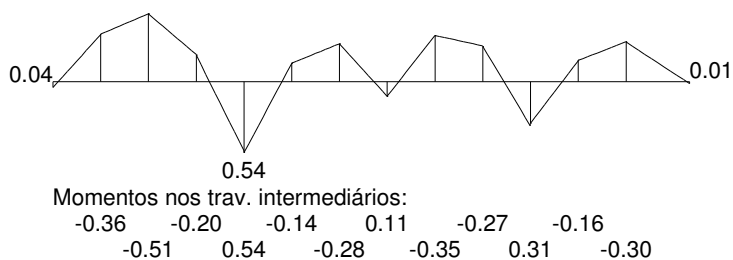
25-9

Memória de cálculo - arcos intermediários

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:** 4**Data:** 05/12/17**Resultados Detalhados***Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.*

Diagrama de Momentos M3



Máx. Força AXIAL = -6.84 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 0.36

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO: *** COMPACTA ***

Relação Limite: Comp.Não-Compacta
 d/t= 46.36 < 95.6 158.0 (Fy= 250.0 R = 0.036)
 b/t= 6.95 < 10.7 15.9

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.2.1a	$1.1V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rk}=0.6 \cdot F_y \cdot A_w$	$A_w = 45.57$	$V_{rd} = 0.36$ $V_{rk} = 62.14$	0.01
Momento M3 (D.2.2a) sem FLT	$\frac{M_{sd}}{0.91M_{rd}} < 1.00$	$Z = 203.09$	$M_{sd} = 0.54$ $M_{rd} = 4.62$	0.12
Cortante V3 5.4.3.2.1a	$1.1V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rk}=0.6 \cdot F_y \cdot A_w$	$A_w = 31.34$	$V_{rd} = 3.47$ $V_{rk} = 42.74$	0.08
Momento M2 (D.2.2a) sem FLT	$\frac{M_{sd}}{0.91M_{rd}} < 1.00$	$Z = 1201.50$	$M_{sd} = 17.94$ $M_{rd} = 27.31$	0.66
Força Axial 5.3.2	$\frac{N_{sd}}{N_{rk}/1.1} < 1.00$	$(kL/r)_x = 158$ $(kL/r)_y = 67$ $N_{rk} = X \cdot Q \cdot A_g \cdot F_y$ $X = 0.28$	$N_{sd} = 6.84$ $A_g = 76.20$ $N_{rk} = 49.24$ $F_y = 250.00$	0.14
Flambagem Lateral com Torcao D2.1b	$\frac{M_{sd}}{M_{rk}/1.1} < 1.00$ Segmento Critico de 0.00 a 2.00 na mesa -z Momentos na extr. do segmento: -17.94 e -11.19	$L_b = 2.00$ $L_p = 1.98$ $L_r = 5.96$ $C_b = 1.18$	$M_{sd} = 17.94$ $M_{rk} = 27.31$ $M_r = 18.67$ $M_p = 30.04$	0.66
Forças Combinadas (compress.) 5.5.1.2b	$\frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \frac{M_{sd_x}}{M_{rd_x}} + \frac{M_{u_y}}{M_{rd_y}} < 1.00$	$C_{m_x} = 1.00$ $C_{m_y} = 1.00$ $N_{e_x} = 61.76$ $N_{e_y} = 343.45$	$M_{sd_x} = 20.17$ $M_{sd_y} = 0.36$ $B_{o_x} = 1.12$ $B_{o_y} = 1.02$	0.89

*** For demonstration purposes only ***

Strap 2009.00

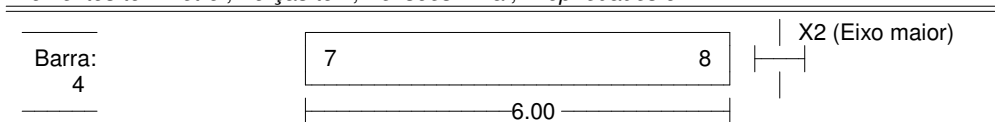
25-9

Memória de cálculo - colunas do plano frontal

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:** 5**Data:** 05/12/17**Resultados Detalhados**

Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.

**RESTRIÇÕES**

- Seções : Verificar
 - Aço Tipo: MR250

DADOS de CALCULO

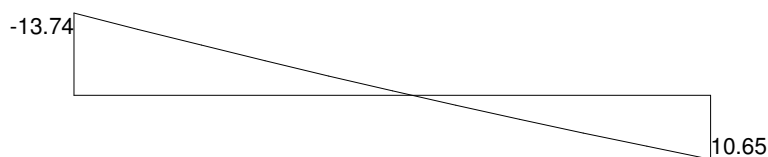
- $K_x = 1.00$ - $K_y = 1.00$
 - Esbeltez adm. : 200 (compr.) 300 (trac.)
 - Flecha admissível : 1/1
 - Fator Redutor de Área Tracionada :1.00
 - Sistema : Deslocável

Seção: W 360x51.0

$I_x = 14222.0$ $I_y = 968.00\text{cm}^4$ $Z_x = 899.5$ $Z_y = 174.7\text{cm}^3$ Área = 64.80
 $h_w = 355.00$ $b_f = 171.00\text{mm}$ $t_w = 7.20$ $t_f = 11.60\text{mm}$
 $J = 24.65$ $C_w = 0.28\text{dm}^6$

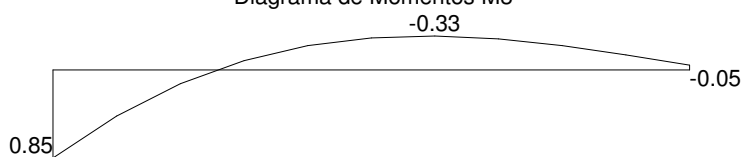
COMBINAÇÃO de CALCULO= 9

Diagrama de Momentos M2



Máx. Força AXIAL = -6.19 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 4.58

Diagrama de Momentos M3



Máx. Força AXIAL = -6.19 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 0.77

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO: *** COMPACTA ***

Relação Limite: Comp.Não-Compacta
 $d/t = 42.78 < 94.9$ 157.7 ($F_y = 250.0$ $R = 0.038$)
 $b/t = 7.37 < 10.7$ 15.9

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.2.1a	$1.1V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rk} = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$	$A_w = 39.67$	$V_{rd} = 0.77$ $V_{rk} = 54.10$	0.01
Momento M3 (D.2.2a) sem FLT	$\frac{M_{sd}}{0.91M_{rd}} < 1.00$	$Z = 169.82$	$M_{sd} = 0.85$ $M_{rd} = 3.86$	0.22

*** For demonstration purposes only ***

Strap 2009.00

25-9

Memória de cálculo - colunas do plano frontal

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

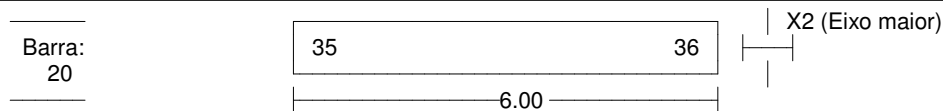
Preparado por: Fabrício Costa**Página:** 6**Data:** 05/12/17**Resultados Detalhados***Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.*

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V3 5.4.3.2.1a	$1.1V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rk}=0.6 \cdot F_y \cdot A_w$	$A_w = 25.56$	$V_{rd} = 4.58$ $V_{rk} = 34.85$	0.13
Momento M2 (D.2.2a) sem FLT	$\frac{M_{sd}}{0.91M_{rd}} < 1.00$	$Z = 899.50$	$M_{sd} = 13.74$ $M_{rd} = 20.44$	0.67
Força Axial 5.3.2	$\frac{N_{sd}}{N_{rk}/1.1} < 1.00$	$(kL/r)_x = 41$ $(kL/r)_y = 155$ $N_{rk} = X \cdot Q \cdot A_g \cdot F_y$ $X = 0.30$	$N_{sd} = 6.19$ $A_g = 64.80$ $N_{rk} = 43.51$ $F_y = 250.00$	0.14
Flambagem Lateral com Torção D2.2c	$\frac{M_{sd}}{M_{rk}/1.1} < 1.00$ Segmento Crítico de 0.00 a 6.00 na mesa -z Momentos na extr. do segmento: -13.74 e 10.65	$L_b = 6.00$ $L_p = 1.92$ $L_r = 5.86$ $C_b = 2.32$	$M_{sd} = 13.74$ $M_{rk} = 20.44$ $M_r = 14.02$ $M_{cr} = 39231.4$	0.67
Forças Combinadas (compress.) 5.5.1.2b	$\frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \frac{M_{sd_x}}{M_{rd_x}} + \frac{M_{u_y}}{M_{rd_y}} < 1.00$	$C_{mx} = 1.00$ $C_{my} = 1.00$ $N_{ex} = 779.94$ $N_{ey} = 54.57$	$M_{sd_x} = 13.85$ $M_{sd_y} = 0.96$ $Box = 1.01$ $Boy = 1.13$	1.00

25-9

Memória de cálculo - colunas intermediárias

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:**7**Data:**05/12/17**Resultados Detalhados***Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.***RESTRIÇÕES**

- Seções : Verificar
 - Aço Tipo: MR250

DADOS de CALCULO

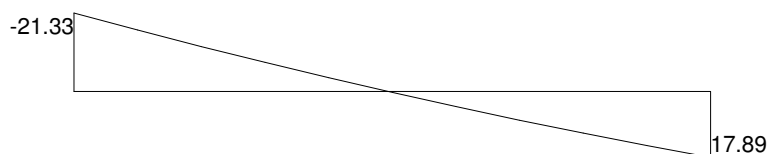
- $K_x = 1.00$ - $K_y = 1.00$
 - Esbeltez adm. : 200 (compr.) 300 (trac.)
 - Flecha admissível : 1/1
 - Fator Redutor de Área Tracionada :1.00
 - Sistema : Deslocável

Seção: W 410x60.0

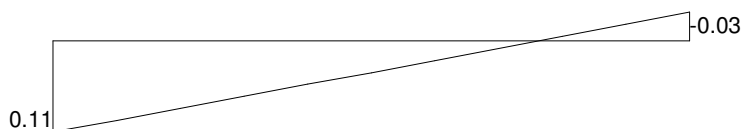
$I_x = 21707.0$ $I_y = 1205.00\text{cm}^4$ $Z_x = 1201$ $Z_y = 209.2\text{cm}^3$ Área = 76.20
 $h_w = 407.00$ $b_f = 178.00\text{mm}$ $t_w = 7.70$ $t_f = 12.80\text{mm}$
 $J = 33.78$ $C_w = 0.47\text{dm}^6$

COMBINAÇÃO de CALCULO= 9

Diagrama de Momentos M2



Máx. Força AXIAL = -9.23 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 7.87
 Diagrama de Momentos M3



Máx. Força AXIAL = -9.23 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 0.02

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO: *** COMPACTA ***

Relação Limite: Comp.Não-Compacta
 $d/t = 46.36 < 91.5$ 156.3 ($F_y = 250.0$ $R = 0.048$)
 $b/t = 6.95 < 10.7$ 15.9

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Momento M3 (D.2.2a) sem FLT	$\frac{M_{sd}}{0.91M_{rd}} < 1.00$	$Z = 203.09$	$M_{sd} = 0.11$ $M_{rd} = 4.62$	0.02
Cortante V3 5.4.3.2.1a	$1.1V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rk} = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$	$A_w = 31.34$	$V_{rd} = 7.87$ $V_{rk} = 42.74$	0.18

*** For demonstration purposes only ***

Strap 2009.00

25-9

Memória de cálculo - colunas intermediárias

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:** 8**Data:** 05/12/17**Resultados Detalhados***Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.*

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Momento M2 (D.2.2a) sem FLT	$\frac{Msd}{0.91Mrd} < 1.00$	Z = 1201.50	Msd = 21.33 Mrd = 27.31	0.78
Força Axial 5.3.2	$\frac{Nsd}{Nrk/1.1} < 1.00$	(kL/r)x = 36 (kL/r)y = 151 Nrk = X*Q*Ag*Fy X = 0.31	Nsd = 9.23 Ag = 76.20 Nrk = 53.91 Fy = 250.00	0.17
Flambagem Lateral com Torcao D2.2c	$\frac{Msd}{Mrk/1.1} < 1.00$ Segmento Critico de 0.00 a 6.00 na mesa -z Momentos na extr. do segmento: -21.33 e 17.89	Lb = 6.00 Lp = 1.98 Lr = 5.96 Cb = 2.35	Msd = 21.33 Mrk = 27.31 Mr = 18.67 Mcr = 40745.6	0.78
Forças Combinadas (compress.) 5.5.1.2b	$\frac{Nsd}{2Nrd} + \frac{Msd_x}{Mrdx} + \frac{Muy}{Mrdy} < 1.00$	Cmx = 1.00 Cmy = 1.00 Nex = 1189.61 Ney = 67.62	Msd_x = 21.50 Msdy = 0.12 Box = 1.01 Boy = 1.16	0.90

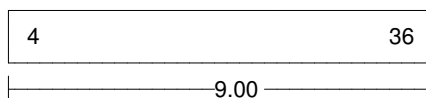
25-9

Memória de cálculo - terças de contorno

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:**9**Data:**05/12/17**Resultados Detalhados**

Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.

Barra:
13

X2 (Eixo maior)

RESTRIÇÕES

- Seções : Verificar
 - Aço Tipo: MR250

DADOS de CALCULO

- $K_x = 1.00$ - $K_y = 1.00$
 - Esbeltez adm. : 200 (compr.) 300 (trac.)
 - Flecha admissível : 1/1
 - Diâmetro dos furos na alma : 0.0 (mm)
 - Sistema : Deslocável

TRAVAMENTOS INTERMEDIARIOS

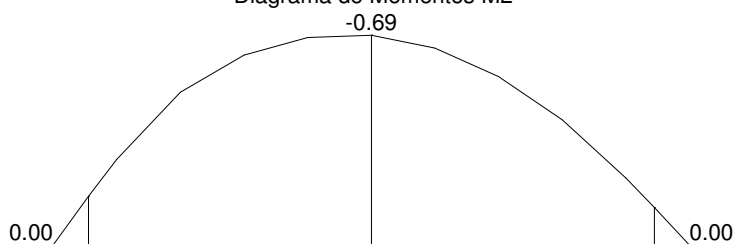
L =	0.50	4.50	8.50
Torção-Lat			
Compressão	X	Y	X

Seção: 2Uef# 150x75x20#2.00

$I_x = 480.13$ $I_y = 426.56$ $S_x = 64.02$ $S_y = 56.87$ $\text{Área} = 13.07$
 $h = 150.00$ $b = 150.00$ $t = 2.00$ $r = 2.00$ mm
 $J = 648.36$ $C_w = 0.00$ mm^6
 $e_{0x} = 0.00$ $e_{0y} = 0.00$ mm $j_x = 0.00$ $j_y = 0.00$ mm

COMBINAÇÃO de CALCULO= 4

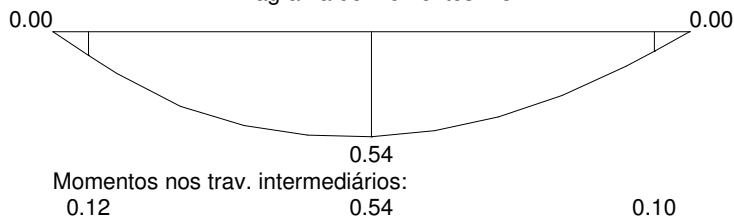
Diagrama de Momentos M2



Momentos nos trav. intermediários:

-0.16 -0.69 -0.12
 Máx. Força AXIAL = 0.74 (trac.) Máx. Força CORTANTE= 0.32

Diagrama de Momentos M3



Momentos nos trav. intermediários:

0.12 0.54 0.10
 Máx. Força AXIAL = 0.74 (trac.) Máx. Força CORTANTE= 0.25

25-9

Memória de cálculo - terças de contorno

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:**10**Data:**05/12/17**Resultados Detalhados***Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.*

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 (C3.2.1-2)	$Vu/(\phi_v V_n) < 1.00$ $V_n = 0.60 F_y h^* t$	$\phi_v = 0.95$ $h^* t = 5.36$	$V_u = 0.25$ $V_n = 8.04$	0.03
Momento M3 (C3.1.1-1)	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_e = 44.99$ $F_y = 250.00$ $\phi_b = 0.95$	$M_u = 0.54$ $M_n = 1.12$	0.51
Momento M3 e Cortante (C3.3.2-1)	$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_b M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right)^2} < 1.00$		$M_u = 0.54$ $V_u = 0.25$	0.51
Cortante V3 (C3.2.1-3)	$Vu/(\phi_v V_n) < 1.00$ $V_n = 0.60 t^2 \sqrt{(5.34 F_y E)}$	$\phi_v = 0.95$	$V_u = 0.32$ $V_n = 7.99$	0.04
Momento M2 (C3.1.1-1)	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_e = 61.58$ $F_y = 250.00$ $\phi_b = 0.95$	$M_u = 0.69$ $M_n = 1.54$	0.47
Momento M2 e Cortante (C3.3.2-1)	$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_b M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right)^2} < 1.00$		$M_u = 0.69$ $V_u = 0.32$	0.47
Deformacao	$\frac{def.}{L / 1} < 1.00$	$l_{xe} = 480.13$ $l_{ye} = 411.78$	$def. = 0.05467$	0.01
Força Axial (C2-1)	$\frac{T_u}{\phi_t A_g F_y} < 1.00$	$\phi_t = 0.90$ Area Red.= 1.00	$T_u = 0.74$ $A_g = 13.07$ $A_n = 13.07$ $F_y = 264.67$	0.02
Flambagem Lateral com Torcao (C3.1.2.1-1)	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_c = 61.58$ $S_f = 64.02$ $L_e = 9.00$ $C_b = 1.13$ $\sigma_t = 57163.1$ $\sigma_{ey} = 82.2$ $r_o = 8.33$ $\phi_b = 0.90$	$M_u = 0.69$ $M_n = 1.54$ $M_c = 1.60$ $M_e = 26.68$ $M_y = 1.60$	0.50
Segmento critico: de 0.00 a 9.00 na mesa -z Momentos nas extremidades: 0.00 e 0.00				
Tensoes Combinadas (tracao) (C5.1.2-1)	$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nxt}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{nyt}} + \frac{T_u}{\phi_t T_n} < 1.00$		$M_{ux} = -0.69$ $M_{nxt} = 1.60$ $M_{uy} = -0.54$ $M_{nyt} = 1.42$	0.88
Tensoes Combinadas (C5.2.2-3)	$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} < 1.00$		$M_{ux} = 0.69$ $M_{nx} = 1.54$ $M_{uy} = 0.54$ $M_{ny} = 1.12$	1.01

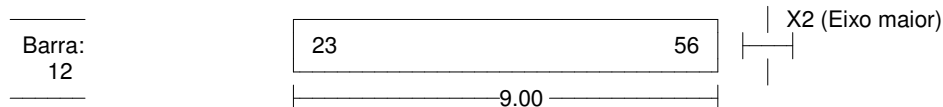
25-9

Memória de cálculo - terças intermediárias

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:**11**Data:**05/12/17**Resultados Detalhados**

Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.

**RESTRIÇÕES**

- Seções : Verificar
 - Aço Tipo: MR250

DADOS de CALCULO

- $K_x = 1.00$ - $K_y = 1.00$
 - Esbeltez adm. : 200 (compr.) 300 (trac.)
 - Flecha admissível : 1/1
 - Diâmetro dos furos na alma : 0.0 (mm)
 - Sistema : Deslocável

TRAVAMENTOS INTERMEDIARIOS

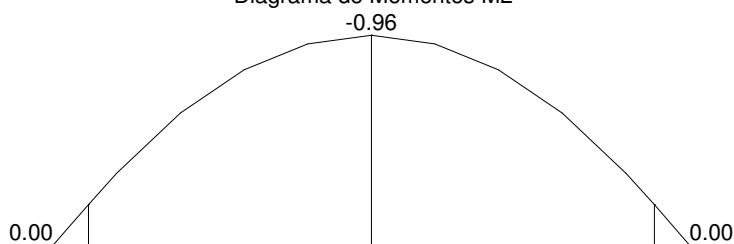
L =	0.50	4.50	8.50
Torção-Lat			
Compressão	X	Y	X

Seção: 2Uef# 200x75x25#2.00

$I_x = 956.99$ $I_y = 536.09$ $S_x = 95.70$ $S_y = 71.48$ $\text{Área} = 15.47$
 $h = 200.00$ $b = 150.00$ $t = 2.00$ $r = 2.00$ mm
 $J = 992.75$ $C_w = 517.05$ cm^6
 $e_{0x} = 0.00$ $e_{0y} = 0.00$ mm $j_x = 0.00$ $j_y = 0.00$ mm

COMBINAÇÃO de CALCULO= 19

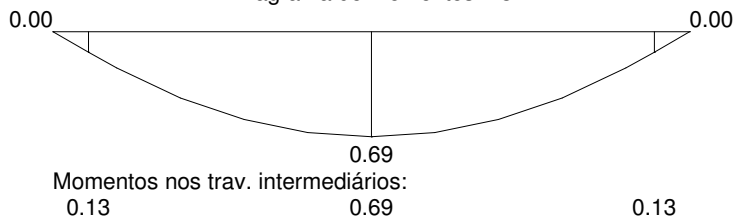
Diagrama de Momentos M2



Momentos nos trav. intermediários:

-0.19 -0.96 -0.19
 Máx. Força AXIAL = -0.38 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 0.37

Diagrama de Momentos M3



Momentos nos trav. intermediários:

Máx. Força AXIAL = -0.38 (compr.) Máx. Força CORTANTE= 0.27

*** For demonstration purposes only ***

Strap 2009.00

25-9

Memória de cálculo - terças intermediárias

Normas: Soldados/Laminados - NBR 8800 ,Chapa Dobrada - AISI LRFD

Preparado por: Fabrício Costa**Página:**12**Data:**05/12/17**Resultados Detalhados***Momentos:ton*metro , Forças:ton , Tensões:MPa , Propriedades:cm.*

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 (C3.2.1-2)	$Vu/(\phi_v V_n) < 1.00$ $V_n = 0.60 F_y h^* t$	$\phi_v = 0.95$ $h^* t = 5.36$	$V_u = 0.27$ $V_n = 8.04$	0.04
Momento M3 (C3.1.1-1)	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_e = 48.64$ $F_y = 250.00$ $\phi_b = 0.95$	$M_u = 0.69$ $M_n = 1.22$	0.59
Momento M3 e Cortante (C3.3.2-1)	$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_b M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right)^2} < 1.00$		$M_u = 0.69$ $V_u = 0.27$	0.59
Cortante V3 (C3.2.1-3)	$Vu/(\phi_v V_n) < 1.00$ $V_n = 0.60 t^2 \sqrt{(5.34 F_y E)}$	$\phi_v = 0.95$	$V_u = 0.37$ $V_n = 7.99$	0.05
Momento M2 (C3.1.1-1)	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_e = 95.70$ $F_y = 281.37$ $\phi_b = 0.95$	$M_u = 0.96$ $M_n = 2.69$	0.38
Momento M2 e Cortante (C3.3.2-1)	$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_b M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right)^2} < 1.00$		$M_u = 0.96$ $V_u = 0.37$	0.38
Deformacao	$\frac{def.}{L / 1} < 1.00$	$l_{xe} = 956.99$ $l_{ye} = 459.27$	$def. = 0.05096$	0.01
Força Axial (C4-2) (C4.1-1)	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 1.00$ $P_n = A_e F_y (0.658^{\lambda_c^2})$ $F_e = \pi^2 E / (kL/r)^2$	$(kL/r)_x = 102$ $(kL/r)_y = 76$ $\phi_c = 0.85$ $\lambda_c = 1.13$	$P_u = 0.38$ $A = 15.47$ $P_n = 18.49$ $F_y = 250.00$ $A_e = 12.58$ $F_e = 197.17$	0.02
Flambagem Lateral com Torcao (C3.1.2.1-1)	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_c = 95.70$ $S_f = 95.70$ $L_e = 9.00$ $C_b = 1.15$ $\sigma_t = 53152.1$ $\sigma_{ey} = 87.6$ $r_o = 9.82$ $\phi_b = 0.90$ Segmento critico: de 0.00 a 9.00 na mesa -z Momentos nas extremidades: 0.00 e 0.00	$M_u = 0.96$ $M_n = 2.69$ $M_c = 2.69$ $M_e = 37.63$ $M_y = 2.69$	0.40
Tensões Combinadas (compress.) (C5.2.2-3)	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} < 1.00$		$M_{ux} = 0.96$ $M_{nx} = 2.69$ $M_{uy} = 0.69$ $M_{ny} = 1.22$	1.02