

# Métodos numéricos aplicados na concepção arquitetônica e projeto estrutural da construção civil

## ORGANIZADORES

João da Costa Pantoja  
Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa  
Marcio Augusto Roma Buzar  
Naiara Guimarães de Oliveira Porto  
Nathaly Sarasty Narvaez





CENTRO DE INFORMAÇÃO  
OSCAR NIEMEYER  
TORRE DE TV DIGITAL DE BRASÍLIA

**REITORA**  
**VICE-REITOR**  
**DECANA DE PESQUISA E INOVAÇÃO**  
**DECANATO DE PÓS GRADUAÇÃO**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
Márcia Abrahão Moura  
Henrique Huelva  
Maria Emília Machado Telles Walter  
Lucio Remuzat Rennó Junior

**DIRETOR**  
**VICE DIRETORA**

**FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO**  
Caio Frederico e Silva  
Maria Cláudia Candeia

**COORDENAÇÃO DE PRODUÇÃO**  
**DIAGRAMAÇÃO**  
**FOTO CAPA**

Valmor Cerqueira Pazos  
Thalita Dantas Perfeito de Castro  
Marcio Augusto Roma Buzar

**CONSELHO EDITORIAL**

Abner Luis Calixter  
Ana Carolina Cordeiro Correia Lima  
Humberto Salazar Amorim Varum  
Marta Adriana Bustos Romero

**ORGANIZADORES**

João da Costa Pantoja  
Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa  
Marcio Augusto Roma Buzar  
Naiara Guimarães de Oliveira Porto  
Nathaly Sarasty Narvaez

**DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)**  
**(CÂMARA BRASILEIRA DO LIVRO, SP, BRASIL)**

Métodos numéricos aplicados na concepção arquitetônica e projeto estrutural da construção civil [livro eletrônico] / organização João da Costa Pantoja...[et al.].  
-- 1. ed. --

Brasília, DF : LaSUS FAU : Editora Universidade de Brasília, 2023.  
PDF

Vários autores. Outros organizadores: João da Costa Pantoja, Marcio Augusto Roma Buzar, Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa, Naiara Guimarães de Oliveira Porto, Nathaly Sarasty Narvaez.

**Bibliografia.**

ISBN 978-65-84854-12-3

1. Engenharia civil 2. Estruturas – Análise (Engenharia)

I. Pantoja, João da Costa. II. Buzar, Marcio Augusto Roma.

III. Porto, Naiara Guimarães de Oliveira. IV. Narvaez, Nathaly Sarasty.

V. Inojosa, Leonardo da Silveira Pirillo.

23-152448

CDD-624.15

**ÍNDICES PARA CATÁLOGO SISTEMÁTICO:**

1. Engenharia civil 624.15

Aline Grazielle Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

## **ORGANIZADORES E AUTORES**

**JOÃO DA COSTA PANTOJA | ORGANIZADOR E AUTOR**

**LEONARDO DA SILVEIRA PIRILLO INOJOSA | ORGANIZADOR E AUTOR**

**MARCIO AUGUSTO ROMA BUZAR | ORGANIZADOR E AUTOR**

**NAIARA GUIMARÃES DE OLIVEIRA PORTO | ORGANIZADOR E AUTOR**

**NATHALY SARASTY NARVAEZ | ORGANIZADOR E AUTOR**

**LUIZ FERNANDO MARTHA**

**LUIZ ELOY VAZ\*\***

**OSVALDO LUIZ C. SOUZA**

**EMIL DE SOUZA SÁNCHEZ FILHO**

**MARTA DE SOUZA LIMA VELASCO**

**PAUL ALEJANDRO ANTEZANA\*\***

**MARCO AURÉLIO BESSA**

**LENILDO SANTOS SILVA**

**JOSÉ HUMBERTO MATIAS DE PAULA**

**MARCOS H. RITTER DE GREGÓRIO**

**\*\* In memoriam**

O Congresso Ibero-Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia é um tradicional evento científico das áreas de Ciências e Engenharias, de regularidade anual, e que tem sido realizado desde o ano de 1977, quando foi organizado na cidade do Rio de Janeiro. A partir do ano de 2007, o CILAMCE tornou-se o evento anual promovido pela ABMEC. Ao longo das décadas, o evento já foi realizado em diversas cidades de todas as regiões do Brasil. Algumas edições também aconteceram em outros países, tais como: Argentina, Chile, Espanha, Itália, Portugal e França. É um evento internacional que atrai renomados pesquisadores e profissionais de diversos países, devido a sua relevância mundial para as áreas relacionadas ao desenvolvimento científico e tecnológico.

Durante o congresso são apresentados e discutidos desenvolvimentos de ponta relacionados aos Métodos Computacionais com aplicações diversas em Ciências Aplicadas, como a Arquitetura e Engenharia. O Congresso também abrange áreas como: Aeroespacial, Nuclear, Inteligência Artificial, Materiais Avançados, Indústria, Infraestrutura, Comunicações, Energias Renováveis, Monitoramento e Prevenção de Desastres Naturais, Saneamento Básico, Construção Civil, Segurança Hídrica, entre outras. Por este motivo, o CILAMCE tem papel fundamental como fórum de debate para pesquisadores e desenvolvedores de tecnologia de ponta de grande relevância para o desenvolvimento do país.

O mini simpósio denominado Métodos Numéricos Aplicados na Concepção Arquitetônica e Projeto Estrutural da Construção Civil presente desde 2016 no CILAMCE, visa aproximar as áreas do conhecimento e mostrar que o dimensionamento do sistema estrutural desempenha um papel essencial na determinação do projeto arquitetônico. Projetos que exploram a relação entre arquitetura e estrutura e a relação direta entre forma e estrutura, onde a definição do sistema estrutural tem participação efetiva desde sua concepção, proporcionam obras marcadas pela ousadia estrutural e grandes desafios tecnológicos.

Este mini simpósio visa reunir contribuições e obter dados que, por meio de análises que utilizam tecnologias computacionais e métodos numéricos, permitam entender como o projeto estrutural aliado à criação arquitetônica proporciona resultados estéticos inovadores. Estudos nesse sentido ressaltam a importância do conhecimento técnico para a realização de projetos de boa qualidade, evidenciando o protagonismo do sistema estrutural na forma arquitetônica. Essas análises contribuem para o entendimento da importância do conhecimento técnico e tecnológico promovido via métodos numéricos na produção de uma arquitetura inovadora.

A coordenação do mini simpósio Métodos Numéricos Aplicados na Concepção Arquitetônica e Projeto Estrutural da Construção Civil é feita desde 2016 pelos professores Dr. Eng. João Costa Pantoja e Dr. Eng. Márcio Augusto Roma Buzar, ambos do Departamento de Tecnologia da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo e pelo Dr. Arq. Leonardo da Silveira P. Inojosa do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia, todos professores da Universidade de Brasília (UNB). Este livro traz uma coletânea de contribuições dos coordenadores em conjunto com outros autores, pesquisadores colaboradores da área desde 2009, com artigos que precederam e deram origem à criação do mini simpósio, abrangendo o período de 2016 até 2022 já apresentados no mini simpósio.

Aproveitamos para agradecer ao Grupo de Pesquisa da Universidade do Porto da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC) pela parceria e participação na montagem e revisão dos textos dos artigos envolvidos.

Agradecemos imensamente a contribuição dada por todos.

Junho de 2023

# ÍNDICE

## **MODELO DE BIELAS E TIRANTES GERADOS POR OTIMIZAÇÃO TOPOLOGICA E ELEMENTOS INDUTORES**

1	INTRODUÇÃO	19
2	OTIMIZAÇÃO TOPOLOGICA COMO PROCEDIMENTO DE PROJETO	20
3	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA VIA MÉTODO SIMP	21
3.1	Minimização da energia de deformação com aplicação das restrições	21
4	RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO	24
4.1	Método das Assíntotas Móveis – MMA	24
5	ELEMENTOS INDUTORES	27
6	EXEMPLOS	28
6.1	Estrutura de Viga Parede – VP1	28
6.2	Estrutura de Viga Parede – VP2	31
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	33
8	AGRADECIMENTOS	34
9	REFERÊNCIAS	34

## **UM CRITÉRIO BASEADO EM CONFIABILIDADE PARA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE MODELOS DE BIELAS E TIRANTES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

1	INTRODUÇÃO	39
2	OTIMIZAÇÃO TOPOLOGICA COMO PROCEDIMENTO DE PROJETO	40

2.1	Exemplo	41
3	MODELO PROPOSTO PELO ACI 318-02 (2002)	42
4	MODELO OBTIDO VIA OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA 39	43
5	CRITÉRIO BASEADO EM CONFIABILIDADE	44
6	FUNÇÕES DE ESTADO DOS MODELOS DE BIELAS E TIRANTES	46
7	MODELO 1 E 2	46
8	RESULTADOS	47
9	CONCLUSÕES	57
10	REFERÊNCIAS	58

## **O IMPACTO DAS INCERTEZAS EPISTÉMICAS SOBRE O NÍVEL DE SEGURANÇA DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS A TORÇÃO PURA E REFORÇADAS COM POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE CARBONO – CFRP**

1	INTRODUÇÃO	59
2	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	59
3	DESCRIÇÃO DA ANÁLISE	62
3.1	Modelo Considerado	62
3.2	Variáveis Aleatórias do Problema	63
3.3	Funções de Estado	64
3.4	Método de Resolução	65
4	RESULTADOS OBTIDOS	66
5	CONCLUSÕES	68
6	REFERÊNCIAS	69

# **DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA VIA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>75</b>
<b>2</b>	<b>EXPRESSÕES DE DIMENSIONAMENTO DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE</b>	<b>76</b>
<b>2.1</b>	Expressões da NBR 6118-2003 pelo Modelo I para viga sem reforço	<b>76</b>
<b>2.2</b>	Expressões da NBR 6118-2003 pelo Modelo I para viga sem reforço	<b>77</b>
<b>2.3</b>	Modelo de Cálculo Considerando Falha por Ruptura do Compósito	<b>78</b>
<b>2.4</b>	Modelo de Cálculo Considerando Falha por Descolamento do Compósito	<b>80</b>
<b>2.5</b>	Espaçamento das faixas	<b>82</b>
<b>3</b>	<b>ANÁLISE DA CONFIABILIDADE</b>	<b>82</b>
<b>4</b>	<b>FUNÇÕES DE FALHA ASSOCIADAS ÀS EXPRESSÕES DE DIMENSIONAMENTO DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE</b>	<b>84</b>
<b>4.1</b>	Funções de falha para análise de confiabilidade da viga sem reforço	<b>84</b>
<b>4.2</b>	Funções de falha para análise de confiabilidade da viga com reforço	<b>85</b>
<b>4.3</b>	Função de falha relativa à ruína por tração diagonal, devido à ruptura do reforço	<b>86</b>
<b>5</b>	<b>EXEMPLO DE APLICAÇÃO</b>	<b>87</b>
<b>5.1</b>	Dimensionamento da armadura de estribo da seção S1 da viga V2 pela NBR 6118 – 2003	<b>87</b>

<b>5.2</b>	<b>Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item</b>	<b>88</b>
<b>5.3</b>	<b>Dimensionamento baseado em confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.1.</b>	<b>89</b>
<b>5.4</b>	<b>Mudança na solicitação. Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.3.</b>	<b>90</b>
<b>5.5</b>	<b>Dimensionamento da área da seção de fibra de carbono CFC da seção S1 da viga V2 submetida às novas cargas acidentais conforme a metodologia de Chen e Teng (2003 a, b.)</b>	<b>91</b>
<b>5.6</b>	<b>Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.5.</b>	<b>91</b>
<b>5.7</b>	<b>Dimensionamento baseado em confiabilidade da área da seção de fibra de carbono CFC da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.5.</b>	<b>92</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>93</b>
<b>7</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>94</b>

## **MODELO DE OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA E CRITÉRIO DE CONFIABILIDADE PARA A CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE REGIÕES-D COMPLEXAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>99</b>
<b>2</b>	<b>ANÁLISE DE CONFIABILIDADE</b>	<b>99</b>
<b>3</b>	<b>ÍNDICE DE CONFIABILIDADE</b>	<b>101</b>
<b>4</b>	<b>FORM (First Order Reliability Method)</b>	<b>102</b>
<b>5</b>	<b>MÉTODO DE MONTE CARLO</b>	<b>102</b>
<b>6</b>	<b>DESCRIÇÃO DO PROBLEMA</b>	<b>103</b>

6.1	Estrutura analisada	103
7	<b>INCERTEZAS ALEATÓRIAS OU RANDÔMICAS</b>	<b>104</b>
8	<b>INCERTEZAS EPISTÊMICAS</b>	<b>105</b>
9	<b>METODOLOGIA DE ANÁLISE</b>	<b>107</b>
10	<b>APLICAÇÃO NUMÉRICA E DISCUSSÃO</b>	<b>107</b>
11	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>109</b>

## **GERAÇÃO AUTOMÁTICA DE ENVOLTÓRIAS TOPOLOGICAS APLICADAS EM MODELOS DE BIELAS E TIRANTES UTILIZANDO TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO**

1	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>114</b>
2	<b>GERAÇÃO AUTOMÁTICA DE MODELOS DE BIELAS E TIRANTES</b>	<b>115</b>
3	<b>OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA</b>	<b>115</b>
3.1	Metodologia SIMP	116
3.2	Envoltória topológica	119
4	<b>OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO</b>	<b>119</b>
4.1	Definição do problema	119
4.2	Conceito de ótimo de Pareto	120
4.3	Métodos de geração de pontos de Pareto	121
4.4	Método dos coeficientes de ponderação	122
5	<b>APLICAÇÕES NUMÉRICAS E DISCUSSÕES</b>	<b>123</b>
5.1	Consolo curto com furo no centro	123
5.2	Viga parede com balanço e com furo no centro	125

<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>127</b>
<b>7</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>128</b>

## **ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA TORRE TV DIGITAL DE BRASÍLIA**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>133</b>
<b>2</b>	<b>PROCEDIMENTOS ADOTADOS</b>	<b>135</b>
<b>2.1</b>	Carregamentos	<b>135</b>
<b>3</b>	<b>ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES</b>	<b>137</b>
<b>3.1</b>	Apresentação da fundação	<b>137</b>
<b>3.2</b>	Verificação da Fundação	<b>139</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DA ESTRUTURA DA TORRE</b>	<b>140</b>
<b>4.1</b>	Apresentação da estrutura analisada	<b>140</b>
<b>4.2</b>	Análise estrutural	<b>141</b>
<b>4.3</b>	Verificação do dimensionamento	<b>142</b>
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DA TORRE COMO HASTE</b>	<b>142</b>
<b>6</b>	<b>ANÁLISE DE VIBRAÇÃO DEVIDO À ATUAÇÃO DA CARGA DE VENTO</b>	<b>146</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>148</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>148</b>

## **ANÁLISE DO PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DO RESTAURANTE JUNTO AO PRÉDIO ADMINISTRATIVO DO SUPERIOR TRIBUNAL DE JUSTIÇA - STJ**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>152</b>
<b>2</b>	<b>CONTEXTO ARQUITETÔNICO</b>	<b>152</b>

<b>2.1</b>	Bloco da Administração	<b>154</b>
<b>2.2</b>	Blocos dos Ministros I e II	<b>154</b>
<b>2.3</b>	Bloco dos Plenários	<b>154</b>
<b>2.4</b>	Bloco do Tribunal Pleno	<b>155</b>
<b>2.5</b>	Bloco do Auditório	<b>155</b>
<b>3</b>	<b>CONSIDERAÇÕES GERAIS</b>	<b>155</b>
<b>3.1</b>	Características Técnicas	<b>156</b>
<b>3.2</b>	Normas	<b>157</b>
<b>3.4</b>	Topologia	<b>158</b>
<b>3.5</b>	Ações	<b>158</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL</b>	<b>159</b>
<b>4.1</b>	Análise Estática Linear e Não Linear	<b>159</b>
<b>3.2</b>	Análise de Instabilidade Global	<b>163</b>
<b>5</b>	<b>VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA</b>	<b>164</b>
<b>5.1</b>	Lajes do Teto do Subsolo	<b>164</b>
<b>5.2</b>	Análise de Instabilidade Elástica	<b>164</b>
<b>5.3</b>	Análise de Frequência Natural da Estrutura de Concreto	<b>166</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>167</b>
<b>7</b>	<b>AGRADECIMENTOS</b>	<b>167</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>167</b>

## **ANÁLISE DE SEGURANÇA E DESEMPENHO ESTRUTURAL DO AUTÓDROMO INTERNACIONAL DA CAPITAL FEDERAL DO BRASIL, BRASÍLIA-DF**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>172</b>
<b>2</b>	<b>ENSAIOS TECNOLÓGICOS E OBSERVAÇÕES DE CAMPO</b>	<b>174</b>
2.2	Ensaio de Carbonatação	174
2.3	Constatações da Inspeção	177
<b>3</b>	<b>ANÁLISE NUMÉRICA</b>	<b>180</b>
3.1	Análise limite em serviço	181
3.2	Análise de Vibrações Livres (Análise Modal)	183
3.3	Análise de Instabilidade elástica	187
3.4	Análise de esforços e dimensionamento	189
<b>4</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>190</b>

## **CÁLCULO DE REAÇÕES EM VIGAS DE BORDO PARA LAJES NERVURADAS UNIDIRECIONAIS**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>197</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIZAÇÃO</b>	<b>198</b>
2.1	Lajes disponíveis no Mercado	198
<b>3</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA</b>	<b>199</b>
3.1	Reações dos apoios das lajes	199
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>200</b>
<b>5</b>	<b>RESULTADOS</b>	<b>203</b>
<b>6</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>204</b>

<b>6.1</b>	Altura da Capa	<b>204</b>
<b>6.2</b>	Lambda	<b>206</b>
<b>6.3</b>	Altura da nervura	<b>206</b>
<b>6.4</b>	Rigidez das vigas de bordo	<b>208</b>
<b>6.5</b>	Fissuração das vigas de bordo	<b>209</b>
<b>6.6</b>	Rigidez dos pilares	<b>209</b>
<b>6.7</b>	Avaliação global	<b>209</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>217</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>218</b>

# Análise do projeto estrutural do edifício do restaurante junto ao prédio administrativo do superior tribunal de justiça - STJ

## **Marcio Augusto Roma Buzar**

PPG-FAU, Programa de Pós Graduação, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo,  
Universidade de Brasília  
Brasília - DF, Brasil  
buzar@unb.br  
<http://lattes.cnpq.br/6339433870219875>

## **José H. M. de Paula**

Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia  
Universidade de Brasília  
Brasília - DF, Brasil  
jhmpdepaula@gmail.com  
<http://lattes.cnpq.br/9409193738565061>

## **Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa**

Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia  
Universidade de Brasília  
Brasília - DF, Brasil  
<http://lattes.cnpq.br/5722842765569602>  
[leonardo@inojosa.com.br](mailto:leonardo@inojosa.com.br)

## **Marcos H. R. de Gregorio**

Faculdade de Arquitetura e Urbanismo  
Centro Universitário de Brasília, UniCEUB  
Brasília - DF, Brasil  
<http://lattes.cnpq.br/9134422287947059>  
[marcosritter@gmail.com](mailto:marcosritter@gmail.com)

# Análise do projeto estrutural do edifício do restaurante junto ao prédio administrativo do superior tribunal de justiça - STJ

Marcio Augusto Roma Buzar | José H. M. de Paula |  
Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa | Marcos H. R. de Gregorio

## Resumo

O Sistema estrutural é definido por uma estrutura mista na cobertura, e pilares tubulares metálicos, por demanda de arquitetura o edifício foi locado em cima de uma garagem já existente o que levou a realização de diversos tipos de reforço estrutural, como, por exemplo, o aumento de seção de concreto de vigas e pilares e a utilização da fibra de carbono nas vigas principais. Diversas análises foram feitas levando-se em consideração os problemas de instabilidade global que geralmente não são considerados na análise estática linear, e que normalmente não realizada pelos escritórios de projeto de engenharia civil. Sabe-se também que a utilização de materiais cada vez mais resistentes tem conduzido a estruturas muito esbeltas, mas nem sempre seguras. Assim, mesmo para estruturas com vãos médios e pequenos, para garantia da segurança e desempenho, há necessidade da elaboração de uma análise não linear, para se avaliar de forma mais exata os deslocamentos da estrutura. Além disso, é fundamental a análise da estabilidade global da estrutura, com um modelo matemático consistente, para que se garanta a segurança da mesma. A análise numérica foi realizada no SAP2000 tanto para a verificação da estabilidade global como para a resistência da estrutura.

## Palavras-chave

Estrutura mista, Estabilidade, Reforço estrutural

# ***Analysis of the structural design of the restaurant building next to the administrative building of the superior tribunal de justiça- STJ***

## **Abstract**

*The structural system is defined by a mixed structure in the roof and metallic tubular columns. By architectural demand, the building was located on top of an existing garage, which led to the realization of several types of structural reinforcement, such as, for example, the increase of the concrete section of beams and columns and the use of carbon fiber in the main beams. Several analyses were made, taking into consideration the global instability problems, which are not usually considered in static linear analysis and which are not usually performed by civil engineering design offices. It is also known that the use of increasingly resistant materials has led to very slender structures, but they are not always safe. Thus, even for structures with medium and small spans, in order to ensure safety and performance, there is a need for the preparation of a non-linear analysis in order to more accurately evaluate the displacements of the structure. Besides, it is fundamental to the analysis of the global stability of the structure, with a consistent mathematical model, to guarantee the safety of the structure. The numerical analysis was done in SAP2000 to check both the structure's strength and its global stability.*

## **Keywords**

*Hybrid structure, Global stability, Structural strengthening*

## 1 INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento do sistema estrutural vinculado o desenvolvimento do projeto bem como a construção do mesmo, tem servido constantemente como objeto de pesquisa no programa de Pós-graduação em arquitetura e Urbanismo da FAU na Universidade de Brasília, neste caso, a edificação estudada serve como restaurante do STJ de autoria do arquiteto Oscar Niemeyer e possui 1100m<sup>2</sup>, com vão livre de 15,00m, e pé direito de 4,55m.

As obras arquitetônicas de Oscar Niemeyer se destacam pelo arrojo das formas e a plasticidade escultural, esse arrojo não fica restrito à criatividade das formas e nos desenhos de suas curvas. A arquitetura de Niemeyer significou grande avanço tecnológico estrutural (Inojosa, 2010).

Para a análise e verificação de concreto armado considerou-se a NBR6118/2003, e para a verificação de estrutura de aço empregou-se a NBR 8880/2007, já para a verificação de estabilidade global adotou-se a British Standards BS5950/2000 (Steelwork design) que também trata de projeto de estrutura metálica, onde considera-se o critério de Rankine-Marchant como critério para a análise de instabilidade elástica.

O prédio foi acrescentado ao conjunto já existente do STJ, também projetado por Niemeyer e foi assentado sobre uma garagem existente que recebeu cargas concentradas da ordem de 110Tf nas vigas principais, o que levou naturalmente a elaboração de reforço estrutural com aumento da seção de concreto e colocação de fibra de carbono. O prédio foi finalizado no ano de 2009/2010. Atualmente parte da estrutura reforçada é monitorada para acompanhar o desempenho estrutural.

## 2 CONTEXTO ARQUITETÔNICO

O STJ – Superior Tribunal de Justiça – é a última instância da justiça brasileira para as causas não relacionadas diretamente à Constituição. A instituição foi criada pela Constituição de 1988 e aprecia causas oriundas de todo o território nacional. Anteriormente, semelhante função era executada pelo extinto TRF – Tribunal Federal de Recursos.

Em 7 de abril de 1989, o tribunal passou a funcionar ocupando os edifícios pertencentes ao TRF (somatório das áreas de cerca de 25.000m<sup>2</sup>) (Braz, 2003), cuja estrutura não era compatível com a grandeza da instituição e não seria capaz de dar suporte ao vertiginoso crescimento do número de processos. Em agosto de 1989, o arquiteto Oscar Niemeyer atendeu ao convite da cúpula do STJ e apresentou o estudo preliminar do projeto.

A área total construída inicialmente era de 133.569,60m<sup>2</sup>, e como toda grande obra de Oscar Niemeyer, o projeto do STJ impressiona pela monumentalidade estrutural e pela expressividade plástica (Fig. 1). Com a demanda projetar um novo anexo, com a função de abrigar um restaurante para os servidores do tribunal, o arquiteto teve a preocupação de manter a harmonia arquitetônica do conjunto, inclusive na escolha do local de implantação do novo edifício. (Fig. 2 e Fig. 3).

**Figura 1**

Vista aérea do conjunto, antes da implantação do restaurante.

Fonte: Coordenadoria de Engenharia do STJ.



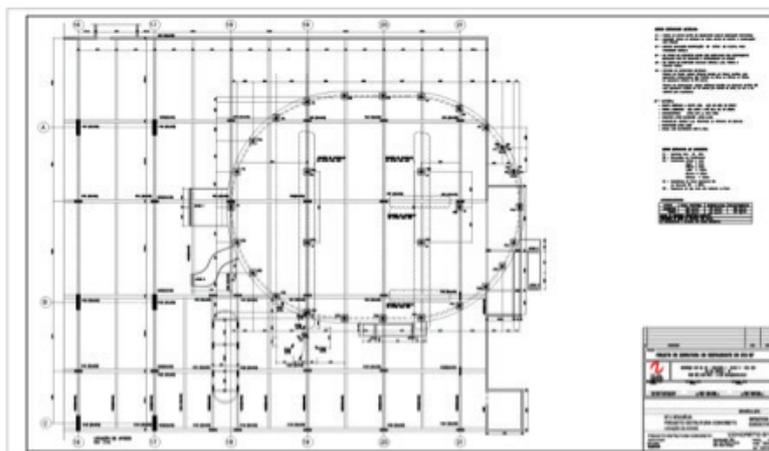
**Figura 2**

Croqui do arquiteto para o conjunto do Superior Tribunal de Justiça, indicação do local de implantação do anexo para o restaurante.

Fonte: adaptado de Arquitetura Oscar Niemeyer.



**Figura 3**  
Locação do restaurante  
sobre estrutura existente.  
Fonte: projeto estrutural  
Dual Engenharia.



Os blocos que formam o conjunto são:

### **2.1 Bloco da Administração**

Edifício de três andares, pilotis e subsolo que abriga toda a estrutura administrativa do STJ, possui 170m de comprimento e 40m de largura e é composto de 17 pórticos com três pilares de 2,00 x 0,50m e 16,50m de altura e uma viga superior protendida com 44m de comprimento por 0,50 x 2,80m de seção (Braz, 2003).

### **2.2 Blocos dos Ministros I e II**

Edifícios que apresentam arquitetura mais convencional e medem 135 x 16,50m, possuem nove pavimentos sobre pilotis. Nesses blocos estão instalados os gabinetes de Ministros, a Presidência, um pequeno auditório, salão de exposição, salas de aula, etc.

### **2.3 Bloco dos Plenários:**

Prédio que abriga as 10 salas de julgamentos, três salas de Seções, seis de Turmas, uma de audiências, uma de advogados e uma do Ministério Público, além da Secretária Judiciária (Brasil, 1995). A estrutura é de concreto armado e possui vãos da ordem de 60m tendo sido executado totalmente apoiado em seus 11 pilares externos em forma de tronco de pirâmide e em 3 pilares embutidos nas caixas de elevadores e poços internos (Braz, 2003).

## 2.4 Bloco do Tribunal Pleno:

Este bloco destina-se às sessões plenárias do STJ. A área total é de 5.853,15m<sup>2</sup>, com um auditório tem 420 lugares. A volumetria do bloco é de forma trapezoidal, atingindo vãos livres de cerca de 50m, apoiados sobre paredes laterais de concreto. A altura máxima é de 22m. Uma abertura circular para iluminação confere peculiaridade à arquitetura do prédio.

## 2.5 Bloco do Auditório:

Com capacidade para 410 pessoas, é dotado de salas de projeção, som e tradução. A área total é de 1.086,27 m<sup>2</sup>. (Brasil, 1995). A volumetria segue a linguagem trapezoidal do Bloco do Tribunal Pleno, porém em menor magnitude. Os vãos são da ordem de 30m e a altura máxima é de 14m.

## 3 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente trabalho serão mostrados os estudos para viabilização do reforço estrutural necessário para a implantação do edifício do restaurante sobre a estrutura existente da garagem do bloco administrativo do Superior Tribunal de Justiça conforme Fig. 4. Para esses estudos foram usados os seguintes dados, extraídos dos projetos originais do edifício:



**Figura 4**  
Restaurante do STJ –  
Brasília DF.  
Fonte: Autor, 2014

### 3.1 Características Técnicas

**Modelo Estrutural:** elementos finitos de barras de pórtico espacial associados a elementos de placa de quatro nós, com dimensões, comprimento: 57,50m, largura: 50,92m e pé-direito livre: 4,40m.

**Aparelho de apoio:** o modelo da ligação dos pilares com os blocos/tubulão permite a rotação ( $R_x=R_y=R_z=0$ ), além da consideração interação com as vigas baldrame (cintas);

**Propriedades Geométricas dos elementos:** As características geométricas dos elementos de barras e placa estão de acordo com os desenhos fornecidos pelo STJ, e foram transcritos para o modelo numérico analisado no SAP2000.

**Elementos de Fechamento Lateral no Subsolo:** As contenções nas bordas do subsolo (cortinas) são de concreto armado, conforme desenhos de projeto fornecidos pelo STJ;

**Tipos de Lajes:** As lajes do teto do subsolo são maciças e de concreto armado, apoiadas em sistemas ortogonais de vigas de concreto;

**Distância Longitudinal entre Pilares:** 500,0cm

**Distância Transversal entre Pilares:** 912,5 / 1327,5 / 972,5 e 1172,5cm

**Espessuras da Laje de Teto do Piso:** 15cm

**Laje de piso do Restaurante:** Em concreto armado, apoiadas em alvenaria de tijolos estruturais, ou em vigas de concreto armado (consideradas como base elástica);

**Estrutura de Cobertura do Restaurante:** Em perfis de abas paralelas, laminadas a quente, ou soldados;

**Lajes de cobertura:** Em concreto armado ( $h=10$ cm) apoiadas em estrutura metálica, fabricada em perfis de abas paralelas laminados, ou soldados (caimento 1%)

**Impermeabilização da Laje de Cobertura:** regularização (2,5cm), manta asfáltica (3,0mm) e proteção mecânica

**Forro no Teto do Restaurante:** em gesso ( $t=12,0$ cm);

**Pilares da Estrutura do Restaurante:** em aço, perfis circulares formados a frio, ou laminados a quente.

### 3.2 Normas

**Estrutura de Concreto Armado:** Na verificação e dimensionamento dos elementos de concreto armado foram obedecidas as prescrições estabelecidas pela NBR-6118/2003.

**Projeto de Estruturas de Concreto armado e Protendido:** O ACI - / 2005 – American Concrete Institute foi tomado como referência.

**Instabilidade Global:** Na análise da instabilidade global foram consideradas as prescrições estabelecidas pela BS – 5950/2000 – Structural Use of Steelwork in Bulding of British Standards Institution e do Eurocode – 03;

**Estruturas de Aço:** Para verificação e dimensionamento dos perfis de chapa dobrada a frio, foram obedecidas as prescrições estabelecidas pelo AISI/99 – LRFD – American Iron and Steel Institute. Para os perfis laminados e soldados, foram obedecidas as prescrições estabelecidas pela NBR-8800/86 – Projeto de Estruturas de Aço de Edifícios.

**Ação do Vento:** na consideração das forças devidas à ação estática do vento, foram obedecidas as prescrições estabelecidas pela NBR – 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

**Ações e Cargas:** para a estimativa de ações e cargas serão obedecidas as prescrições estabelecidas pela NBR-6120 – Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações.

### 3.3 Materiais

**Concreto Armado Existente:**  $F_{ck}$ : 240 kgf/cm<sup>2</sup> (24 Mpa)

**Aço para concreto:** Aço CA50  $F_{yk}$  = 5000kgf/cm<sup>2</sup> (500 Mpa)

Aço Ca60  $F_{yk}$  = 6000kgf/cm<sup>2</sup> (600Mpa)

$E_c$  =  $0,85 \times 5600 \sqrt{24} \dots 233.000 \text{kgf/cm}^2$  (NBR-6118/03)

**Aço para a Estrutura Metálica:** Perfis de chapa dobrada a frio USI-SAC-350 e Perfis Laminado ASTM-A-572-GR50

Atendendo as seguintes características mecânicas mínimas:

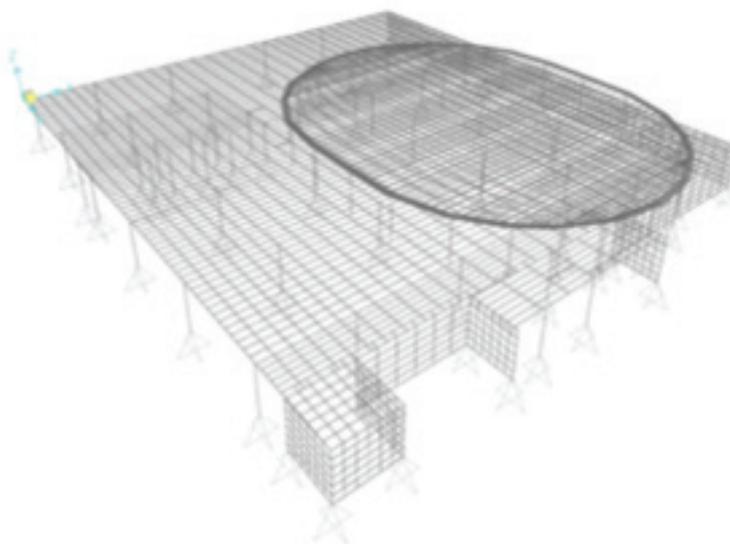
$F_y \geq 3500 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $F_u \geq 4500 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $\epsilon_u \geq 10$

Ligações Soldadas e Parafusadas: Eletrodos: AWS-E70xx-G

**Parafusos:** ASTM-A-325

### 3.4 Topologia

A Topologia da estrutura de concreto e estrutura metálica do restaurante é formada por elementos de pórtico espacial acoplados com elementos de placas de 4 nós, conforme Fig. 5.



**Figura 5**

Topologia da estrutura de concreto e estrutura metálica do restaurante. SAP2000 v14, adaptado de Análise da Segurança e Desempenho (Volume I).

### 3.5 Ações

Ação Permanente D:

Lajes do Piso (teto subsolo)  $D_p=873 \text{ kgf/m}^2$

– Lajes de Cobertura  $D_c=480 \text{ kgf/m}^2$

Ação decorrente do Uso – L:

A sobrecarga decorrente do uso do restaurante (L) é de natureza diferente da sobrecarga na cobertura ( $L_r$ ) necessária para manutenção. Portanto, a probabilidade de ocorrência de cada uma delas, também é diferente. Contudo, em estruturas de concreto, como o peso próprio é significativo em comparação com a sobrecarga, ambas as cargas foram consideradas pelos calculistas de mesma natureza.

– Piso (Terreo)  $L=300 \text{ kgf/m}^2$

– Cobertura  $L_r=L=100 \text{ kgf/m}^2$

Vento na Coberturaa – W:  $W_p=40 \text{ kgf/m}^2$

Combinação de Ações:

Para D = Ação Permanente

L = Ação decorrente do uso

$W_p$  = Vento de pressão na cobertura. Assim,

– Estado Limite Último (Resistência)

1)  $1,4D + 1,5L + 0,8Wp$

2)  $1,4D + 1,3Wp + 0,5L$

– Estado Limite de Utilização (Instabilidade)

1)  $D + L + 0,3 Wp$

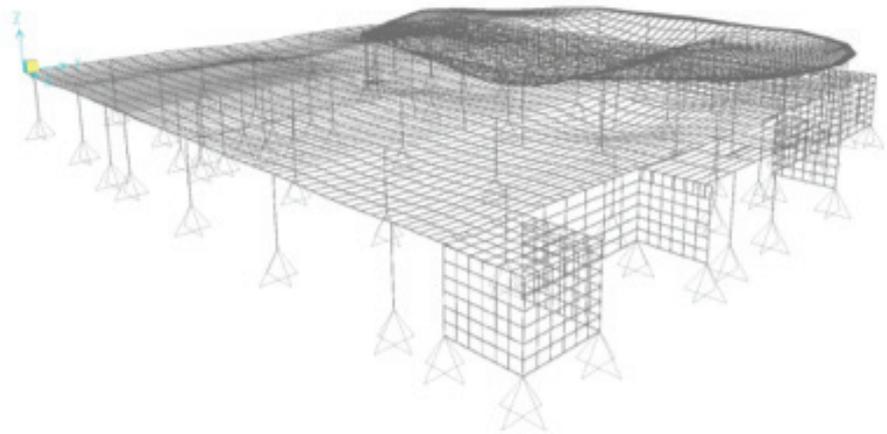
2)  $D + Wp + 0,3L$

3)  $D + L$

## 4 ANÁLISE ESTRUTURAL

### 4.1 Análise Estática Linear e Não Linear

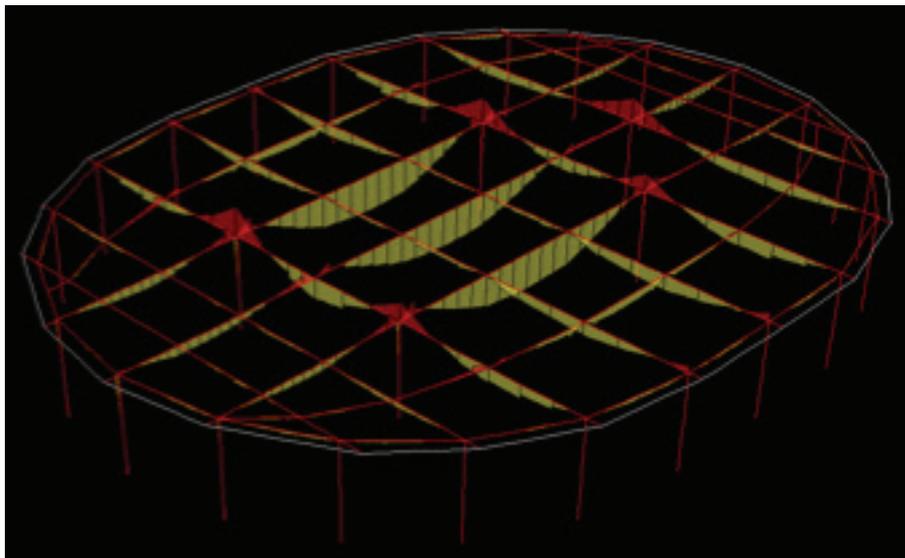
Para o pré-dimensionamento da estrutura foi utilizado um modelo de análise estática linear. Na avaliação dos deslocamentos, reações de apoio e esforços nos elementos (pilares, vigas e lajes) foi utilizado um modelo matemático consistente, implantado no software comercial SAP2000/v10 – Structural Analysis Program. Na Fig. 6, temos um gráfico do deslocamento da estrutura.



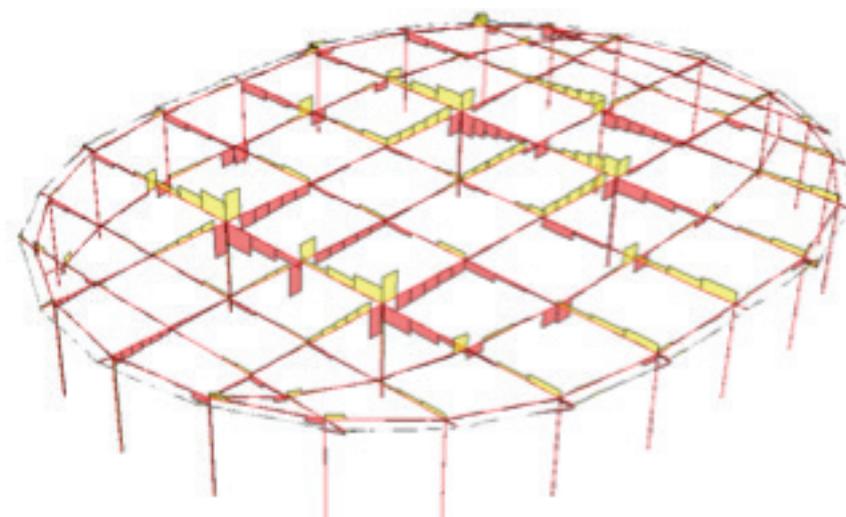
**Figura 6**

Gráfico de Deslocamentos  
(scale factor: 70). SAP2000  
v14, adaptado de Análise da  
Segurança e Desempenho  
(Volume I).

As Fig. 7 e Fig. 8 mostram os gráficos de Momento Fletor e Esforço Cortante, respectivamente, para a estrutura da cobertura do restaurante. Sendo adotado perfil W610x101 para os vãos maiores e a estrutura foi calculada como mista, na direção dos maiores vãos de vigas e considerou-se viga contínua na direção transversal. As vigas do restaurant foram rotuladas no topo dos pilares. O momento máximo na viga central é de 88 Tf.m.

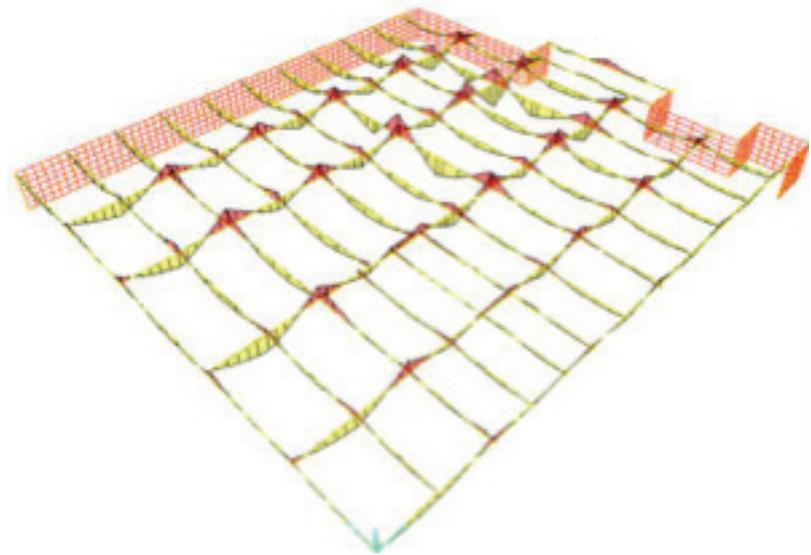


**Figura 7**  
Diagrama de Momento Fletor das vigas da cobertura. Adaptado de Análise da Segurança e Desempenho (Volume I).

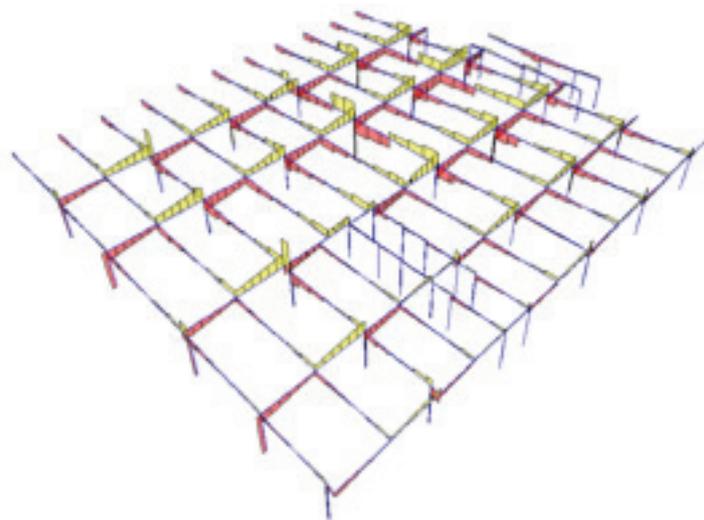


**Figura 8**  
Diagrama de Esforços Cortantes das vigas da cobertura. Adaptado de Análise da Segurança e Desempenho (Volume I).

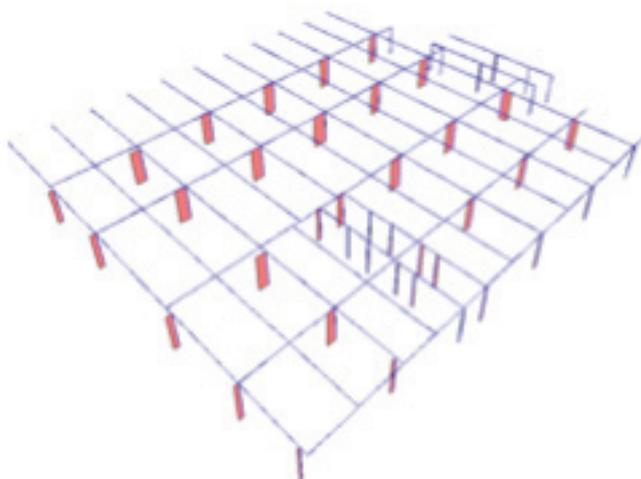
Em seguida as Fig. 9, Fig. 10 e Fig. 11 mostram os gráficos de Momento Fletor, Esforço Cortante nas vigas e Esforço Axial nos pilares, respectivamente, para a estrutura existente da laje do térreo. Os esforços mostrados nas respectivas figuras abaixo decorrem da colocação do restaurante que produziram cargas como reação dos pilares metálicos da ordem de 110Tf. Duas vigas principais foram reforçadas com aumento de seção e colocação de fibra de carbono. Os pilares de concreto existentes foram suficientes para resistir à sobrecarga da estrutura do restaurante.



**Figura 9**  
Diagrama de Momento Fletor das vigas da estrutura existente. Adaptado de Análise da Segurança e Desempenho (Volume I).

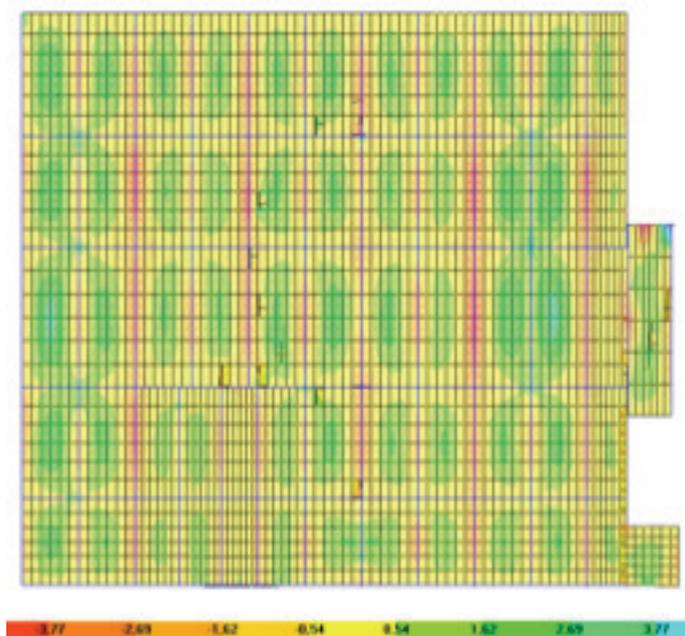


**Figura 10**  
Diagrama de Esforços Cortantes das vigas da estrutura existente. Adaptado de Análise da Segurança e Desempenho (Volume I).

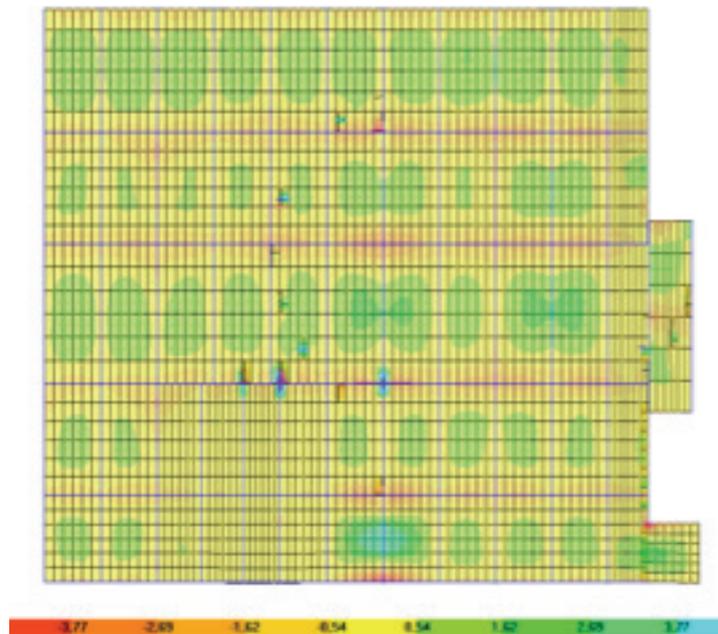


**Figura 11**  
Diagrama de Esforço Axial nos pilares da estrutura existente. Adaptado de Análise da Segurança e Desempenho (Volume I).

Abaixo, as Fig. 12 e Fig. 13 mostram os gráficos de Momento Fletor na laje do Térreo (estrutura existente), respectivamente nas direções M11-Mxx e M22-Myy. As lajes foram analisadas com cargas pontuais na sua superfície, sendo que as cargas maiores foram direcionadas para as vigas. O projetista optou em criar sapatas para melhor distribuir as cargas, sobre as lajes existentes. De uma forma geral não houve necessidade de reforçar as lajes que tem momentos fletores médios 3,7 Tf.m.



**Figura 12**  
Diagrama de Momento Fletor na laje do Térreo (cobertura da garagem), na direção M11-Mxx. Adaptado de Análise da Segurança e Desempenho (Volume I).



**Figura 13**

Diagrama de Momento Fletor na laje do Térreo (cobertura da garagem), na direção M22-Myy. Adaptado de Análise da Segurança e Desempenho (Volume I).

### 3.2 Análise de Instabilidade Global

A análise da instabilidade elástica não é uma prática comum nos escritórios de engenharia de projetos estruturais. Apesar disto, em virtude das características técnicas (ações e geometria) da estrutura em questão, os engenheiros responsáveis pelo cálculo optaram por uma análise da instabilidade elástica da estrutura. Foi utilizado um modelo matemático consistente implantado no software comercial SAP2000/v10 – Structural Analysis Programa – Non Linear.

Em anexo, encontram-se as listagens com os modos de instabilidade, com os correspondentes fatores de instabilidade elástica.

Com essas análises, foi possível verificar que a capacidade de carga das lajes estão compatíveis com a nova destinação.

$$(W_u = 2500 > 873 \text{ Kgf/m}^2); \gamma_f = 2,86 > 1,4$$

Além disso, verificou-se também que as vigas transversais e longitudinais (40x110cm) estão adequadas para a nova utilização (restaurante), necessitando de alterações dimensionais, em tramos isolados, visando garantir dimensões mínimas para a fixação dos aparelhos de apoio dos pilares metálicos a serem construídos;

Os deslocamentos nas vigas de piso (térreo) estão compatíveis com a nova destinação da edificação ( $f = 2,02\text{cm} \approx l / 495$ ) e os deslocamentos nas lajes de piso (térreo) estão compatíveis com a nova destinação da edificação ( $f = 0,79\text{cm} \approx l / 632$ ).

## 5 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

### 5.1 Lajes do Teto do Subsolo

A capacidade de carga foi determinada a partir do método de análise limite das lajes de concreto armado conhecido como linhas de ruptura. A carga de ruptura da laje foi estimada a partir de um mecanismo de colapso plástico, compatível com as condições de contorno de cada laje. Os momentos em cada linha de ruptura são os momentos resistentes no estado limite último da seção e a carga de ruptura é determinada usando o princípio dos trabalhos virtuais. Para isso, foram admitidas as seguintes hipóteses, verificadas em cada caso.

- 1) O mecanismo de ruína será de flexão. Portanto, a laje não sofrerá ruína por cisalhamento.
- 2) Os apoios nas bordas das lajes são rígidos
- 3) As lajes armadas nos domínios 2 ou 3 (subarmadas). Portanto, as seções têm capacidade de rotação plástica e, conseqüentemente, redistribuição de esforços.

A lajes analisadas demonstraram a sua grande capacidade de resistir e redistribuir esforços, as cargas pontuais eventuais nas lajes provenientes de apoios de pilares foram somente de pilares com cargas pequenas da ordem de 10Tf, e nesses casos foram colocadas sapatas nos pontos de ligação dos pilares com as lajes.

### 5.2 Análise de Instabilidade Elástica

Para análise de instabilidade elástica foi utilizado o software comercial SAP2000 – Structural Analysis Program, e para comparação empregou-se o fatores de Instabilidade pelo Método Rankine – Marchant, onde considerou-se que  $\lambda=1,4$ , produzindo:

- (1) Se  $\lambda < 6,4$  – estrutura esbelta  
Necessário se fazer análise elastoplástica de 2ª ordem  
Se  $6,4 \leq \lambda \leq 14$  – estrutura medianamente esbelta  
 $\lambda_p \geq 1,26\lambda_{cr}/(\lambda_{cr}-1,4)$
- (2) Se  $\lambda_{cr} > 14$  – estrutura rígida  
 $\lambda_p = \lambda_f = 1,4$

A Tabela 1 a seguir apresenta os fatores críticos de instabilidade elástica para a combinação mais desfavorável.

**Tabela 1:** Fator de Carga de Instabilidade. Fonte: Autor (2014)

Out put case	Step type	Step num	Scale factor
D+L+0,3W	Mode	1,000000	12,163750
D+L+0,3W	Mode	2,000000	12,832999
D+L+0,3W	Mode	3,000000	14,213268
D+L+0,3W	Mode	4,000000	14,584478
D+L+0,3W	Mode	5,000000	14,750051
D+L+0,3W	Mode	6,000000	15,101014

Assim,  $6,4 \leq \lambda_{cr} = 12,16 \leq 14$ . A estrutura pode ser considerada segura quanto a instabilidade.

Os modos de instabilidade são em elementos de pilares de concreto isolados de seção 20x100cm, em torno do eixo de menor inércia (instabilidade local).

Caso estes pilares tivessem seção 40x100cm o primeiro modo de instabilidade seria global (lateral) e  $\lambda_{cr} = 60,11 > 14$ . Logo, a estrutura seria muito mais rígida. Isso, com aumento insignificante no volume total de concreto – aproximadamente  $V_c=21m^3$  (Tabela 2). Esta análise mostra que pilares com dimensões pequenas podem resistir a grandes cargas pela sua área transversal, contudo a instabilidade local pode se somar a instabilidade de toda a construção e tornar a edificação esbelta globalmente.

**Tabela 2:** Fator de Carga de Instabilidade (Pilar aumentado). Fonte: Autor (2014)

Out put case	Step type	Step num	Scale factor
Buck 1	Mode	1,000000	60,107866
Buck 1	Mode	2,000000	65,356180
Buck 1	Mode	3,000000	70,349440
Buck 1	Mode	4,000000	74,109958
Buck 1	Mode	5,000000	78,112435
Buck 1	Mode	6,000000	80,808696

### 5.3 Análise de Frequência Natural da Estrutura de Concreto

As ações dinâmicas podem provocar estados limites últimos por vibração excessiva, ou por fadiga de materiais. A vibração excessiva, além de estar associada a segurança estrutural, pode também causar desconforto aos usuários do edifício.

A análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso de estruturas usuais, como é o caso da estrutura de concreto do subsolo.

Para assegurar o comportamento satisfatório das estruturas sujeitas a vibrações, deve-se afastar o máximo possível a frequência natural da estrutura ( $f$ ) da frequência crítica ( $f_{cri}$ ), que depende da destinação da edificação. Assim, segundo EuroCode-1:

$$F > 1,2f_{cri}$$

Ao caminhar, uma pessoa sempre produz forças com componentes vertical e lateral, esta última com magnitude e frequência inferiores às da componente vertical. Estas componentes laterais têm relevância para a estrutura com pequena rigidez lateral (caso de passarelas suspensas ou estaiadas).

Para o caso analisado, a frequência crítica vertical e horizontal é considerada:

$$\begin{aligned} H \sim 25 \text{ kgf} \quad \dots \quad & : 0,8 \text{ Hz} < f_h < 1,1 \text{ Hz} \\ V \sim 75 \text{ kgf} \quad \dots \quad & : 1,6 \text{ Hz} < f_v < 2,2 \text{ Hz} \end{aligned}$$

A análise modal foi realizada com a utilização do software comercial SAP2000/v10 – Structural Analysis Program e é apresentada na Tabela 3.

**Tabela 3:** Modal Periods And Frequencies. Fonte: Autor (2014)

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1,000000	0,269068	3,7165E+00
MODAL	Mode	2,000000	0,183894	5,4379E+00
MODAL	Mode	3,000000	0,164638	6,0739E+00
MODAL	Mode	4,000000	0,158291	6,3175E+00
MODAL	Mode	5,000000	0,157478	6,3501E+00
MODAL	Mode	6,000000	0,154583	6,4690E+00
MODAL	Mode	7,000000	0,151241	6,6120E+00
MODAL	Mode	8,000000	0,150228	6,6565E+00
MODAL	Mode	9,000000	0,146541	6,8240E+00
MODAL	Mode	10,000000	0,145234	6,8854E+00
MODAL	Mode	11,000000	0,141833	7,0506E+00
MODAL	Mode	12,000000	0,140618	7,1114E+00

$$f = 6,5 \gg f_v \text{ crit} = 3,0 \text{ (OK)}$$

Outro aspecto a ser considerado é que a construção de muretas de alvenaria, laje de piso do restaurante, dutos, mobiliário, revestimento, levará a um amortecimento que pode variar de 10% a 20%, segundo Murray (1975).

Para lajes de concreto armado com frequência natural da ordem de 7Hz, os usuários não percebem nenhuma vibração. Como, na laje analisada,  $f = 6,5$ , os usuários do restaurante não percebem a vibração da estrutura.

## 6 CONCLUSÃO

A edificação estudada permite que se faça uma análise de diversos aspectos estruturais, principalmente considerando a colocação de uma nova estrutura sobre outra já edificada.

Da análise inicial, baseada no projeto do arquiteto Oscar Niemeyer, nota-se que a colocação de apoio como pilares devem coincidir com vigas estruturais existentes, para se evitar o puncionamento na laje.

Com a análise de estabilidade observou-se que a estrutura em geral é rígida o que facilita a intervenção de reforço localizado na estrutura. No caso da análise das frequências naturais observou-se que a estrutura atende os requisitos do EuroCode-1 estando em uma zona ligeiramente afastada da zona crítica.

## 7 AGRADECIMENTOS

Agradecemos a CAPES, CNPq, FAU-UnB, Setor de Engenharia do STJ.

## 8 REFERÊNCIAS

**ACI** - / 2005 – American Concrete Institute.

**AISI/99** – LRFD – American Iron and Steel Institute.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS**, 2003, *Projeto de estruturas de concreto*. NBR 6118, Rio de Janeiro.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS**, 1988, *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. NBR – 6123, Rio de Janeiro.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS**, 1986, *Projeto de Estruturas de Aço de Edifícios*. NBR-8800, Rio de Janeiro.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS**, 1980, *Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações*. NBR-6120, Rio de Janeiro. British Standards Institution e do Eurocode – 03. BS – 5950/2000 – Structural Use of Steelwork in Building.

**SUPERIOR TRIBUNAL DE JUSTIÇA (STJ)**. *Livreto institucional alusivo à inauguração da sua nova sede*. Brasília: STJ, 1995.

**BRAZ, J.**, 2003. *Espaço e poder na corporação: o caso da sede do Superior Tribunal de Justiça em Brasília-DF*. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília.

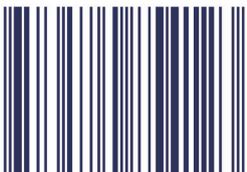
**INOJOSA, L.**, 2010, *O Sistema Estrutural na Obra de Oscar Niemeyer*. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília.

**MURRAY, T.**, 1975, *Design to Prevent Floor Vibrations*. *Engineering Journal*, AISC, Vol. 12, nº3.



ISBN: 978-65-84854-12-3

**QRL**



9 786584 854123