

XXVII

Jornadas Sudamericanas  
de Ingeniería Estructural

18 al 22 de Septiembre de 1995  
Tucumán – Argentina

MEMORIAS

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

4

VOLUMEN

04-01-96

SYSNO 0891763

PROD 002298

ACERVO EESC



## ESTUDO DA REDUNDÂNCIA ESTRUTURAL EM PONTES-MISTAS

DE DEUS, ENIO PONTES<sup>1</sup>

GONÇALVES, ROBERTO MARTINS<sup>2</sup>

VENTURINI, WILSON SÉRGIO<sup>3</sup>

EESC-USP - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo  
Av. Dr. Carlos Botelho, 1465 - CEP 13560-970 - São Carlos, SP - Brasil  
Tel. (0162) 74-9260 - FAX (0162) 74-9261

### RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento redundante de pontes de aço com vigas-mistas através de um modelo de treliça espacial para a análise dos elementos estruturais.

As pontes redundantes são estruturas que apresentam vários caminhos de transmissão de esforços, onde a falha de um simples elemento não conduz ao colapso total. A redistribuição dos esforços permite que a mesma continue em serviço, sendo possível a constatação do problema e a adoção das devidas providências para a recuperação.

A importância da redundância estrutural não se resume somente a questões relativas à segurança, mas também no dimensionamento, onde uma ponte considerada não redundante tem limitações das tensões à fadiga extremamente mais severas que as redundantes.

A redundância é determinante para o estudo de viabilidade econômica dos tipos possíveis de pontes-mistas e ainda permite um planejamento de inspeção e reparo.

Neste trabalho, são discutidos alguns aspectos relativos às normalizações existentes com o objetivo de adequar a análise de redundância estrutural ao projeto e construção de pontes rodoviárias.

0891763

<sup>1</sup>Engº. Civil, Doutorando - e-mail: ENIODEUS@BRUSPSCE.BITNET

<sup>2</sup>Professor Doutor - e-mail: GONÇALVE@BRUSPSCE.BITNET

<sup>3</sup>Professor Titular - e-mail: VENTURINI@BRUSPSCE.BITNET

## 1. INTRODUÇÃO

Os sistemas estruturais são freqüentemente projetados a partir das características dos elementos que os compõem. Na verdade, trata-se de uma associação complexa destes elementos e como tal merece um tratamento que considere todo o conjunto.

O comportamento tridimensional, onde todos os elementos da superestrutura resistem as ações verticais de maneira conjunta, não é considerado no dimensionamento.

Os estudos dos conceitos relacionados ao projeto de pontes evoluíram para considerar a estrutura como um conjunto único, e não mais vários elementos isolados (tabuleiro, vigas principais, transversais e contraventamentos), ensejando assim projetos com sistemas estruturais mais arrojados como as pontes com sistema principal em caixão ou em grelha e tabuleiros em placa ortotrópica ou em viga-mista.

A segurança da estrutura está associada à resistência localizada de elementos ou ligações, que podem estar próximos de seu estado limite último. Pode ocorrer que a perda de resistência de um destes elementos não conduza à ruína da estrutura. Neste caso temos uma estrutura com redundância.

As pontes redundantes são estruturas que apresentam "caminhos" alternativos de transferência das ações, onde a falha de um simples elemento não conduz ao colapso total. A redistribuição dos esforços permite que a mesma continue em serviço, sendo possível a constatação do elemento danificado a fim de serem tomadas as providências relativas à recuperação do elemento comprometido.

Em 1978, a norma americana **AASHTO** (American Association of State Highway and Transportation Officials) apresentou as primeiras especificações sobre o comportamento de elementos ou ligações de pontes metálicas não redundantes. Estas especificações determinaram condições especiais na consideração de fadiga de elementos e ligações submetidos às tensões de tração. Nas edições seguintes foram apresentados alguns exemplos de estruturas redundantes e não redundantes além das limitações das tensões admissíveis para as pontes não redundantes.

As primeiras discussões relacionadas com o comportamento de estruturas redundantes surgiram com o estudo realizado por Sweeney[2] em vigas rebitadas e soldadas. Neste estudo verificou-se que a fratura por fadiga é bem mais severa nas vigas soldadas. Os elementos soldados podem certamente sofrer uma falha devido às tensões existentes em detalhes com baixa resistência à fadiga ou ainda em zonas de tração elevada. A inexistência de

um caminho alternativo para o carregamento atuante certamente levará a estrutura ao colapso total.

Haaijer[3] desenvolveu procedimentos idealizados para cálculo de pontes considerando a redundância e a fadiga para várias condições de carregamento, observando os elementos fraturados isoladamente.

No início da década de 80, Heins e Hou[4] e ainda Heins e Kato[5], identificaram que o sistema de contraventamento de uma ponte constituída de duas vigas principais apresentava um comportamento semelhante ao de uma ponte com três vigas principais.

Sangare[6] e Daniels[7] seguiram os estudos realizados por Heins para pontes em duas vigas e verificaram a importância do contraventamento para redistribuição do carregamento. Um sistema estrutural composto de duas vigas principais, com uma falha ocorrendo em uma destas vigas é aparentemente não redundante. Entretanto, verificando a estrutura de modo não convencional, ou seja, considerando a contribuição dos elementos do sistema de contraventamento, a ruína da viga principal não ocasionou o colapso total.

## 2. DEFINIÇÃO DA AASHTO

A AASHTO (Standard Specifications for Highway Bridges)[1] apresenta a seguinte classificação:

**-Estrutura Redundante** (com caminho alternativo de transmissão de carregamento):

" São os tipos de estruturas que apresentam vários caminhos para transmissão da carga e a presença de uma simples fratura em qualquer elemento não conduz ao colapso total. "

**-Estrutura Não-Redundante:**

" São tipos de estruturas onde a falha de um simples elemento pode causar colapso total da superestrutura. "

As consequências de uma fratura em estruturas não-redundantes são supostamente severas.

A norma americana classifica as pontes constituídas de duas vigas principais como "pontes não-redundantes".

A utilização de modelos simplificados, de projetos de estruturas constituídas de duas vigas principais, cria uma falsa idéia de que o aparecimento de uma fratura localizada no meio do vão de uma das vigas de uma ponte biapoiada, elimina toda sua resistência à cargas verticais, ficando esta estaticamente instável, seguindo o colapso total.

O comportamento real das pontes constituídas de duas longarinas é significativamente diferente daquele suposto em análise e projeto. Desta forma, tornou-se necessário um melhor entendimento do comportamento tridimensional destas pontes, quando submetidas à carga permanente e sobrecargas, além de analisar os modelos alternativos de distribuição de carregamento que proporcionam redundância na estrutura.

Um sistema estrutural misto composto de duas vigas, é aparentemente não-redundante na presença de uma fratura localizada em uma das vigas principais ocasionada por tensões de fadiga. Entretanto, numa estrutura devidamente contraventada, o aparecimento desta fratura não conduz ao colapso total da ponte. Com a falha do elemento surge um caminho alternativo para as tensões, enquanto que as deflexões aumentam consideravelmente.

A fratura deve estar provavelmente associada a abertura de fissuras por fadiga e pode ocorrer em qualquer lugar ao longo de todo o comprimento da viga, porém sendo os locais mais prováveis:

- detalhes com baixa resistência à fadiga;
- zonas de tração elevada;
- detalhes apresentando deslocamento induzidos por fadiga;
- perda de seção devido à corrosão.

O dimensionamento convencional das pontes rodoviárias soldadas não considera elementos secundários na análise do comportamento transversal. Esses elementos não são considerados no cálculo da carga móvel podendo desta forma serem sobrecarregados na estrutura real. Se a tensão for de compressão, o elemento pode flambar, causando momentos fletores críticos nas ligações. No caso de tensões de tração pode surgir ruína por fadiga no elemento, ou na ligação com o elemento principal.

Os elementos secundários podem reduzir as tensões na viga principal devido a redistribuição do carregamento que eles próprios proporcionam e ainda promover um meio de transferência de tensões da viga danificada para as vigas adjacentes. Deste modo dependendo da gravidade do problema, a ponte pode continuar em serviço.

Durante o plano de reparo de uma ponte, analisa-se a reserva de solicitação de trabalho. Como consequência desta análise, pode-se constatar a gravidade e tomar uma das seguintes providências:

- 1) Restringir o tráfego a uma sobrecarga definida;
- 2) Restringir a velocidade dos veículos;
- 3) Interromper o tráfego (Estado Limite Último).

Nesta análise determina-se um fator de reserva "RF" (Rating Factor) que é calculado de tal forma que, quando multiplicado pela solicitação de trabalho, resulta numa carga adicional atuante. Para cada trem-tipo é determinado o RF, como o mínimo fator obtido de todos os componentes considerados.

### 3. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO POR REDUNDÂNCIA INTERNA

Para a avaliação da redundância estrutural de uma determinada ponte, torna-se necessário quantificar precisamente os esforços atuantes em todos os elementos da superestrutura.

As especificações da AASHTO sobre a distribuição destes esforços apresentam também as mudanças significativas nas condições de tráfego das pontes existentes (danos devido à corrosão, fissuras limitadas por fadiga, danos causados por impactos de veículos, alterações nas linhas de tráfego).

Neste caso, tem-se a expectativa de que depois de ocorrida a perda de elemento considerado crítico, a ponte continue em funcionamento e submetida às condições normais de tráfego até o próximo ciclo de inspeção, pois o intervalo entre a falha do elemento e a sua identificação é provavelmente pequeno (dias, semanas, meses) quando comparado com a expectativa de vida restante da ponte (muitos anos).

Quanto ao sistema de contraventamento, a AASHTO estabelece que:

- a) o sistema de contraventamento pode ser projetado a fim de garantir a redundância estrutural em novas pontes;
- b) seja adaptado um sistema de contraventamento nas pontes já existentes onde não houve consideração prévia da redundância estrutural;
- c) no caso de haver contraventamentos nas pontes existentes propor a calibração dos mesmos tornando a estrutura redundante.

#### 4. FADIGA

A fratura por fadiga surge através do desenvolvimento de uma trinca sob a influência de aplicações repetidas de tensões que são inferiores à tensão capaz de promover a fratura.

A norma americana AASHTO[1] no item 10.3 estabelece os limites necessários para cálculo de estruturas redundantes e não-redundantes. As tensões admissíveis de fadiga ficam determinadas a partir da categoria de tensões dada na tabela 10.3.1.B da mesma norma.

Na tabela 1 são apresentados os valores das tensões admissíveis para os ciclos e categorias, segundo os detalhes construtivos. Observar que a verificação de fadiga deverá ser feita com tensões nominais, independente do método de verificação de resistência.

Tabela 1. Tensões admissíveis de Fadiga

categoria	Estruturas Redundantes ( $\Delta F_{sr}$ ) (MPa)				Estruturas Não-Redundantes ( $\Delta F_{sr}$ ) (MPa)			
	100000 ciclos	500000 ciclos	2000000 ciclos	acima de 2000000	100000 ciclos	500000 ciclos	2000000 ciclos	acima de 2000000
A	435	256	166	166	345	200	166	166
B	338	200	124	111	269	159	110	110
B'	269	159	100	83	214	124	76	76
C	245	145	90	69	193	110	69	62
D	193	110	69	48	152	90	55	35
E	152	90	55	31	117	69	41	16
E'	110	64	40	18	83	48	28	9
F	104	83	62	55	83	62	48	41

#### 5. MODELO DE TRELIÇA ESPACIAL

No intuito de apresentar os resultados até agora obtidos no desenvolvimento geral da pesquisa apresenta-se um exemplo através do qual se possa aferir os aspectos qualitativos. Projetou-se uma ponte-mista biapoiada com vão de 24000 mm adotando os procedimentos da norma americana (AASHTO) [1]. A viga-mista apresenta seção transversal em forma de T, onde a mesa é constituída por uma laje de concreto com altura de 200 mm, largura de 2400 mm e alma composta por uma viga metálica com altura de 1400 mm. Para os contraventamentos verticais e horizontais adotou-se cantoneiras com área correspondente a 15500 mm<sup>2</sup> e para os diafragmas, também compostos por cantoneiras a área calculada foi de 3065 mm<sup>2</sup>.



O modelo utilizado é composto de duas vigas principais espaçadas de 4250 mm, apresentando uma seção típica como pode ser observado na figura 1 e uma vista da elevação na figura 2.

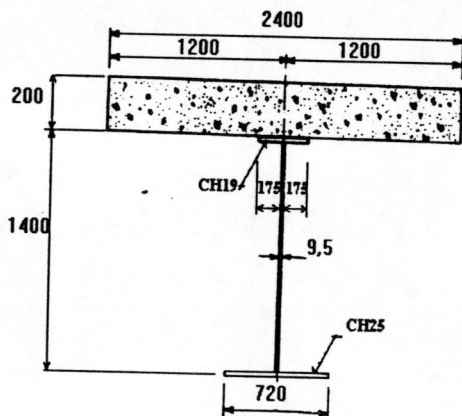


Figura 1. Seção Transversal da Viga-Mista

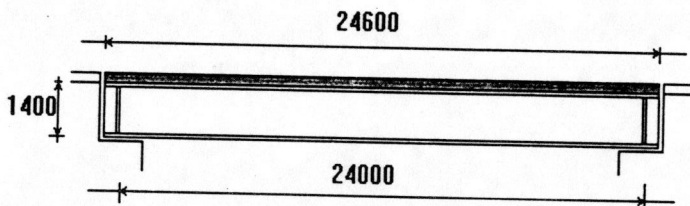


Figura 2. Elevação

Neste modelo, as duas vigas principais são simuladas como treliças verticais. O contraventamento lateral é associado a treliças horizontais. Os diafragmas fazem a ligação das vigas, a fim de distribuir as forças torcionais e manter a rigidez da seção transversal (figura 3).

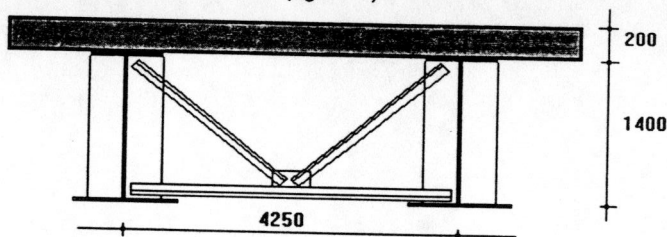


Figura 3. Detalhe do Contraventamento adotado para a Ponte-Mista

A fratura é representada em uma viga simplesmente removendo-se uma barra da corda inferior e mantendo-se as diagonais correspondentes ao painel. O número máximo de ciclos de tensões para a ponte considerada é 500.000 segundo a tabela 10.3.2.A da AASHTO[1].

A análise do modelo foi realizada utilizando-se o software LUSAS [10]. Cada viga principal é modelada como uma treliça plana com configuração tipo Warren, onde são utilizados elementos de viga tridimensionais (BMS3) para os banzos e diagonais. Todos os elementos apresentam a mesma seção transversal. O mesmo elemento é utilizado para os membros de contraventamento horizontal e vertical ( Figura 4).

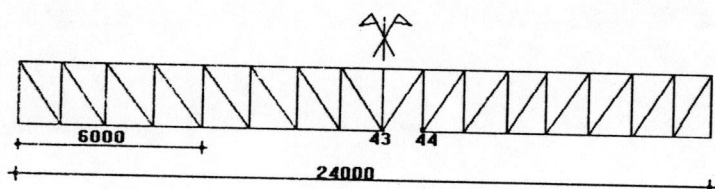


Figura 4. Modelo para a Viga Principal Fraturada.

A figura 5 apresenta a modelagem da laje para a estrutura mista. Para sua composição utilizou-se elementos tridimensionais de casca triangulares TS3 (figura 6) considerando-se os efeitos de membrana e flexão, aplicando o módulo de elasticidade do concreto.

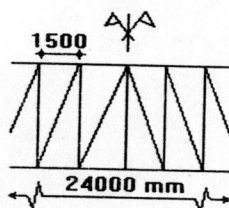


Figura 5. Modelagem da Laje de Concreto

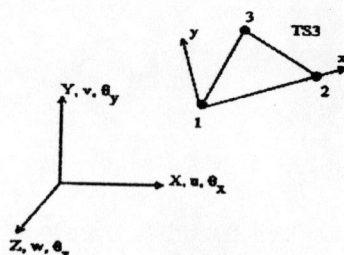


Figura 6. Configuração Nodal para o Elemento de Casca TS3.

A estrutura espacial suporta um carregamento vertical nas cordas superiores das treliças verticais de 52 KN por nó, correspondente a sobrecarga, trem-tipo (classe 45, segundo NBR 7188/84) e cargas de impacto (NBR 7187/87). O momento fletor previsto ( $M_f$ ) para o carregamento permanente é de 1195 KN.m enquanto o valor obtido para o carregamento total (trem-tipo e impacto) é de 2638 KN.m. Na análise, verifica-se que a estrutura vista em três dimensões é hiperestática. Todos os elementos da treliça plana vertical são articulados e apresentam a mesma seção transversal.

## 6. COMPORTAMENTO PÓS-FRATURA

O estudo do comportamento do modelo de treliça espacial pós-fratura se divide em dois estágios:

- (1) Deflexão máxima devido a carga permanente;
- (2) Deflexão máxima ocasionada pelo carregamento total.

A deflexão pós-fratura é proporcional ao nível de tensão permitido na região danificada, sendo que o sistema de contraventamento controla efetivamente estas deflexões.

A seleção do valor  $\Delta/L$  (figura 7) deve seguir os seguintes critérios:

- a) deflexão longitudinal e transversal da laje;
- b) geometria da ponte e avaliação final do projetista.

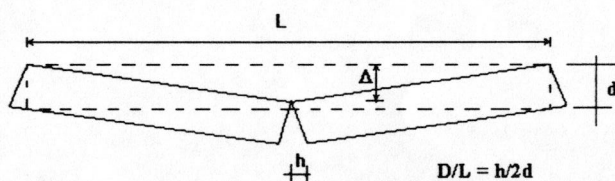


Figura 7. Viga Fraturada (elevação).

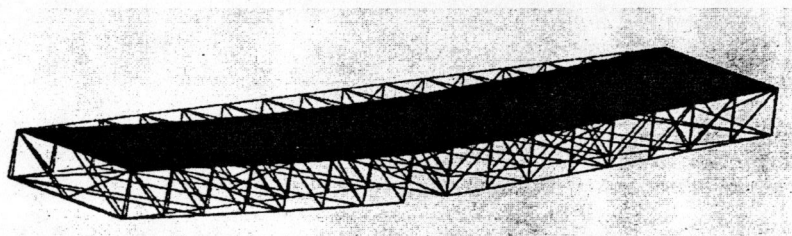


Figura 8. Deformada do Modelo com Fratura

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As respostas de sistemas estruturais fletidos danificados podem ser determinadas por várias soluções analíticas, onde os elementos principais e secundários podem ser considerados. A velocidade dos computadores e dos "softwares" atuais, com modelos numéricos representativos da estrutura real possibilitam o estabelecimento de procedimentos padrões para a solução de problemas práticos de fratura devido às tensões de fadiga.

Deste modo, cabe ao projetista avaliar o grau de importância do projeto, a solicitação de serviço, os aspectos econômicos e quantificar a redundância do sistema.

A tabela 2 apresenta resultados obtidos com o modelo de treliça espacial. Neste modelo, a presença dos contraventamentos permitiu um alívio de tensões nas barras das treliças correspondentes às vigas principais, quando a barra do banzo inferior da treliça, situada no meio do vão, foi eliminada para a simulação da fratura. Verificou-se a importância fundamental do sistema de contraventamentos para o equilíbrio do sistema. Na falta dos contraventamentos, a ruína desastrosa irá certamente ocorrer.

A) Vista pela Viga Não-Fraturada

B) Vista pela Viga Fraturada

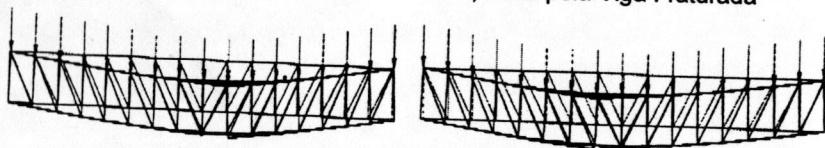


Figura 9 . Vistas dos Deslocamentos das Vigas Principais (Fraturada e Não-Fraturada), observando a superposição de ambas.

Tabela 2. Comparação entre os Resultados Obtidos (calc) no Programa LUSAS e os Valores Previstos (prev) Obtidos pelas Recomendações de Cálculo como Viga Isolada da AASHTO.

Modelo com Carga Permanente sem fratura				Modelo com Carga Total sem fratura			
Nprev (KN)	Ncalc (KN)	Flecha Prevista (mm)	Flecha Calculada (mm)	Nprev (KN)	Ncalc (KN)	Flecha Prevista (mm)	Flecha Calculada (mm)
854	772	28	13	1884	1715	38	29

Modelo com Carga Permanente com fratura				Modelo com Carga Total com fratura			
$\Delta N(43)$ (KN)	$\Delta N(44)$ (KN)	Desvio rel(43-44) (mm)	Flecha Máxima (mm)	$\Delta N(43)$ (KN)	$\Delta N(44)$ (KN)	Desvio rel(43-44) (mm)	Flecha Máxima (mm)
551	222	0,2	24	1037	1452	10	54

Os valores obtidos para o comportamento da ponte, analisada como treliça espacial, antes da fratura demonstraram uma redução dos esforços (cerca de 10%) correspondentes ao painel central. Além disto, os deslocamentos para os casos de carga permanente e carga total (trem-tipo e impacto) apresentaram valores reduzidos quando comparados com os valores calculados pelas recomendações da AASHTO para vigas-mistas. Esta redução atribui-se à participação do sistema de contraventamento no comportamento global da estrutura.

Para os casos onde foram simuladas fraturas no vão central de uma das vigas, comprova-se a importância dos contraventamentos na redução das flechas, quando comparados com uma estrutura não-redundante. Com o valor do Desvio rel(43-44), que é o deslocamento relativo entre os nós 43 e 44 da treliça, obtém-se h pela relação dada no item anterior para  $\Delta/L$ , ou seja:

. para Desvio rel = 1,0 cm  $\rightarrow$  h = 0,5cm.

Observa-se, que a relação entre os deslocamentos máximos para a viga fraturada e não-fraturada é cerca de 85% maior, porém o deslocamento máximo da viga fraturada (54 mm) corresponde a aproximadamente vão sobre 400 ( $L/400$ ), o que constitui um valor razoável e admissível.

Concluindo, os resultados apresentados neste trabalho, são ainda preliminares e constituem parte dos resultados de uma pesquisa mais ampla sobre o tema em desenvolvimento no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, *Standard Specifications for Highway Bridges*, AASHTO. 14a. Ed., 1989, 420 pp.
- [2] SWEENEY, R.A.P., "Importance of Redundancy in Bridge-Fracture Control". Transportation Research Board, Transportation Research Record 711, 1979, pp. 23-29.
- [3] HAAIJER, G., SCHILLING, C. G., and CARSKADDAN, P.S., "Bridge Design Procedures Based on Performance Requirements". Transportation Research Board, Transportation Research Record 711, 1979, pp. 30-33.



- [4] HEINS, C. P., and HOU, C. K. , "Bridge Redundancy: Effects of Bracing." *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 106, No. ST6 (Jun. 1980) pp. 1364-1367.
- [5] HEINS, C.P. and KATO, H., "Load Redistribution of Cracked Girders". *J. Struct. Div.*, ASCE, vol. 108, No. ST8, agosto de 1982, pp. 1909 - 1915.
- [6] SANGARE, M., "Computer Study of Redundancy of a 3-D Steel Deck Truss Bridge." Report presented in partial fulfillment of M.S. degree requirements, Lehigh University, Bethlehem, Penn. (May 1983) 69 pp.
- [7] DANIELS, J. H., WILSON, J. L., and CHEN, S. S., "Redundancy of Simple Spar and Two-Span Welded Steel Two-Girder Bridges." Final Report, Commonwealth of Pennsylvania, Department of Transportation Research Project 84-20 (Nov. 1987), 272 pp.
- [8] FISHER, J. W., ALBRECHT, P.A., YEN, B.T., KLINGERMAN, D.J., and McNAMEE, B.M., "*Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments.*" NCHRP Report 147, 1974, 85 pp.
- [9] CSAGOLY, P.F., and JAEGAR, L.G., "*Multi-Load-Path Structures for Highway Bridges.*" Transportation Research Record 711, 1979, pp. 34-39.
- [10] LUSAS: Finite Element Analysis System. Version 10.0 - Theory Manual. Surrey, UK, FEA, 1990.
- [11] LUSAS: Finite Element Analysis System. Version 10.0 - Examples Manual. Surrey, UK, FEA, 1990.
- [12] LUSAS: Finite Element Analysis System. Version 10.0 -- User Manual. Surrey, UK, FEA, 1990.

*Se terminó de imprimir  
en los talleres de  
Gráfica Noroeste SRL, Suipacha 140,  
Tucumán, Argentina  
en el mes de Agosto de 1995.*