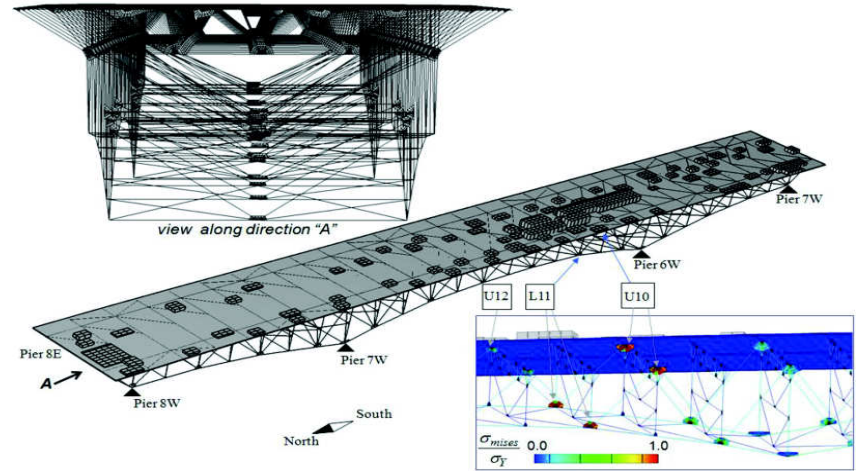
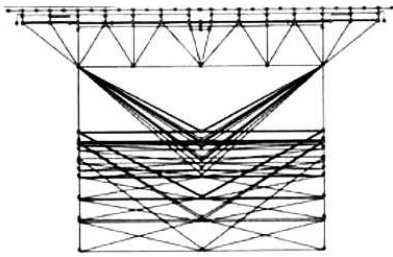
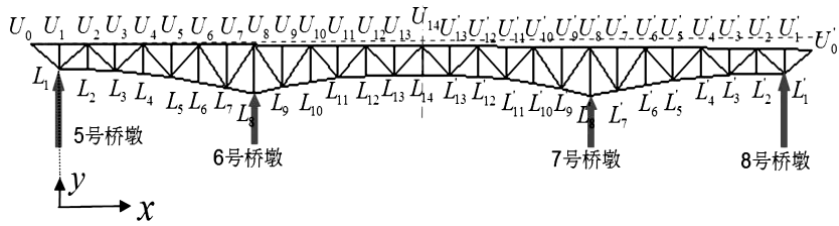


... b

÷ C 0

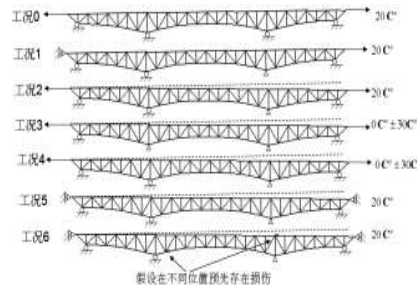


r-Ä ...öÇr-Ä .• @Ç;-8 W-'ÇZW-Äñ
 ³¥ « •-Ä ñ³ &īÇr! Ä °O WoÉ-Ä
 ñ,Z _ öÇ-Ä!ø2 C ò-Äñ! æÉ-jÆ#
 ÚÿööÇr! ?s

: Û™ ...t

ì÷ˆ P™ˆP& ³-sī• 9 „u™ ˆP
 "38iáˆP-3760™ -s!)Ç)°p 4sai-!
 on2-5 ÄöáˆP: - -0@ Ç-)Ç-...ÇG ī-•
 aì2÷ˆ P!Çr m¥ áˆP! @ Ç±¥³¥Ä
 ÷ˆ P @ Ç-ÉÄÄC-Ä! [ñ™ˆPÑ ÷ˆ N
 •! -ÄCq³¥ &è áˆP! @ Ç [³¥25
 p4s; - ÄÖÄpDìñ-ˆ! : ÿóú ÷ˆ PÑ
 ... = ! U@ Än2...4-5TV-!J.46X÷C¶ē j
 C -Ä °òÈt Z; °ö}Ä x) ŷ) ! \$
 W°&šÄē ÆÜò°PīšW

ī¶Çr)-Ä ˆÆÄ61= *)zœ= 459NQbÈ
 L= 6:4NQb*!;! ÒÆī!# C ù -Ä ñ_
 211= *) °814 Ä0ÿ[Ñÿ*Ö- Æ-Äñ)-61
 = *ÖÆī!



梁设在不同位置预光存在损伤

Ä Ä œ • Ä *
 I...ÖE
 \2^! Obujpobm! Usbotqpsubujpo! Tbgfuz! Cpbse! ! OUTC^! ! Tbgfuz!
) 119_2^ -! Kbo/26-! 3119/
 \3^! Obujpobm! Usbotqpsubujpo! Tbgfudz! Cjgpe;e;! ! ÖÿööÇr! B ß o
 19014-! Opw/25-! 31119/
 \4^! Hff-! L! X! G! X! B! U! idiojdbm! Bewjtpsz! U! 6251-3;-! Kbo/26-! 31119
 \5^! Ibp-! T-! J46X. Sfqpsu! J! /!
 \6^! Ibp-! T-! J46X. Sfqpsu! J! /!
 \7^! Ibp-! T-! ! BTDf-! K ! Csjeff! Fohjoffsjoh-! Tfqu0Pdu-! 3121-! lqq 7
 \8^! Ibp-! T-! ! K! ! Csjeff! Tusvduvsft-! lwpm 8-! 3122-! lqq/4 29/
 \9^! ^7wNÜo2ÖEC pöE2:91/
 \^! ! ÜTx-! 2:95-! IC pö.W-! ! ^7wN/
 \21^! ÜTx-! 2:3EC ^ ÖèN-! ! ! ÖTNe ö! /
) U = # ÆT8Ž'Ü ') BDJJ / JOD*0 • ¶4*
 Ä J! ÖÉ = Ä *

美国明尼苏达 I-35W 钢桥倒塌事故分析 (下)

文/郝苏

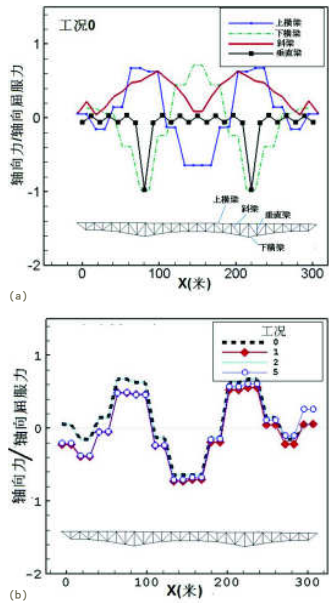


图1 (a) 正常工况下桁架内轴向内力分布
(b) 四种准正常工况, 上弦杆内轴向内力分布

结果和讨论

主桁架力和弯矩分布

图1(a)是计算在正常工况下, 桁架面内各杆件轴向力分布。其中蓝色点实线和浅绿色虚线, 分别代表上下弦杆的轴向力, 前者在桥墩支撑点上方达到最大拉力, 主跨中点达到最大轴向压力。下弦杆内力则恰恰相反。红实线是斜杆中的轴向力的绝对值; 黑方块实线代表竖杆中轴向力。较之传统的分析, 例如, “力法”, 此图显示竖杆中也有内力, 其在桥墩支撑点上方达到最大值。另外值得注意的是, 斜杆中的轴向力在上下弦杆轴向力变号点附近达到最大值。

图1(b)是上弦杆轴向内力分布在四种不同条件下的比较: (工况0)水平桥面, 支座7为滚动支撑; (工况1)水平桥面, 支座7为固定支撑; (工况2)如原设计, 桥面纵向倾斜1度左右; (工况5)如原设计, 但主桥两端纵向位移受到约束。此图显示某些工况并未造成显著的附加内力, 因此, 排除了它们可能是桥梁倒塌诱因的疑问。

与图1相对应, 图2是上弦杆内弯矩分布在四种不同条件下的比较: (工况2)如原设计, 常温(工况4)如原设计, 温度从常温起浮动正负30摄氏度; (工况3)如原设计, 常温, 但滚动支座6锁定(变为固定支撑); (工况5)如原设计, 但温度从常温起, 浮动正负30摄氏度同时滚动支座6锁定, 上下弦杆温度一致或其间有30摄氏度温差。此图显示, 温差和支座状态会对钢结构内力分布, 特别是弯矩分布, 有非常显著的影响。而对节点板来说, 在所接桁架传递的弯矩下易产生翘曲失稳, 这一因素尚未被当时的设计和评定规范纳入考虑范围。

传统的桁架结构计算程序一般不允许不考虑弯矩。半世纪前的计算技术也并未能提供有效的手段来计算弯矩。图1至图2的结果给读者一个对此桥在各种工况下内力分布的基本概念, 特别是如下几点超出传统的理解: (1)斜杆内力在上下弦杆内力变号时达到峰值; (2)竖杆可能承受高内力; (3)弯矩的影响不可忽视, 特别是当滚动支座锈蚀或那些全固支设计的桥梁在温度经常骤变的地区。

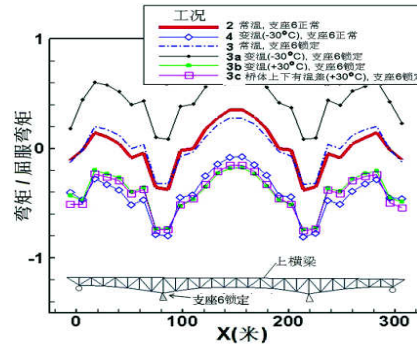


图2 变温及支座6锁定时上弦杆内弯矩分布

主桥倒塌的过程

I-35W主桥基本上是对称的三跨结构。在事故后的头几天, 根据一些目击者惊恐之下的记忆和对所记录现象的片面理解, 媒体报道了一个得到很多人赞同的观点: 即主跨是在接近6号和7号桥墩的两端断裂后, 水平地跌入密西西比河中。从CNN报道的美陆军工程兵在主桥南侧安全监控录像截下的数幅画面可以得到以下结论: (1)从溅起的水花可断定主跨的南端最先断裂。(2)北侧边跨在主跨落水大约一秒后才倒塌, 整个过程像“多米诺骨牌”一样, 呈“继发连续破坏”(progressive collapse)的特征, 在向有关单位呈交的调查报告之一^[1], 本文作者陈述了这两个结论。此后NTSB调查组的专业人员对CNN录像进行了详尽分析。数十页的结果报告确认了上述第一个结论。下面简述对第二个结论的分析。

I-35W主桥中主跨和边跨的比例为81米:139米:81米, 接近常用的1:2:1比例。一般采用这一比例的动机是追求在最少材料与建筑费用下取得最大的主跨长度。这可由图3中三个模型的分析来说明。图3(a)用一维简支梁来代表一个跨度为b, 承受均布荷载q的桥。如图所示, 其影响线给出最大弯矩在梁中点。图4(b)是与A一样的梁, 但两端为固定点(不允许绕端点转动)。虽然跨度和荷载同(a)梁一样, 但(b)梁的影响线给出最大弯矩在端点。其最大弯矩比(a)小50%。图3(c)是与I-35W类似的1:2:1三跨梁, 其中跨长度和所承载荷载同(a), (b)梁一样。其影响线给出弯矩峰值在中跨支点和中点, 所对应的应力分布很像图1(a)中上下弦杆的内力分布。与图3(b)中的梁相比, 最大弯矩又减少了20%。这解释了1:2:1比例三跨梁的优点: 在同样跨度, 同样荷载下, 其梁内最大弯矩比单跨简支梁小80%。

虽然理论上1:2:1比例三跨梁能够显著地减少桥体重量和相关的建筑费用, 但从结构完整性的观点来看, 这一优势

是在较低的“冗余度”(REDUNDANCY)下取得的, 这是因为, 当任一边跨或支点出现损伤后, 主跨的弯矩分布会立即转变为类似于图3(a)简支梁的状况。换句话说, 此时虽然主跨和另一边跨依然完好无损, 但内力会突然增高至80%左右, 如图4所示。这正是实际上I-35W主桥三跨梁呈“多米诺骨牌”倒塌的原因。

根据以上分析, 本调查的第一个报告, 完成于事故之后的第6周, 建议I-35W的垮塌最有可能始于主跨南端的U'7、U'8、U'9节点处(当时还未得到原设计图纸), 就在后来NTSB调查揭示的节点板厚度不足的U'10节点板旁。

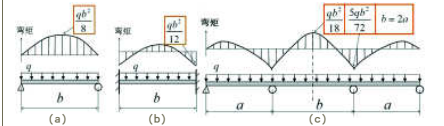


图3 三个一维梁桥体模型, 同样中跨长度b, 同样均布荷载q, 不同的端点边界条件: (a)简支(b)固定(c)三跨1:2:1比例, 它们之间弯矩峰值的差异解释了三跨梁(c)的优越性

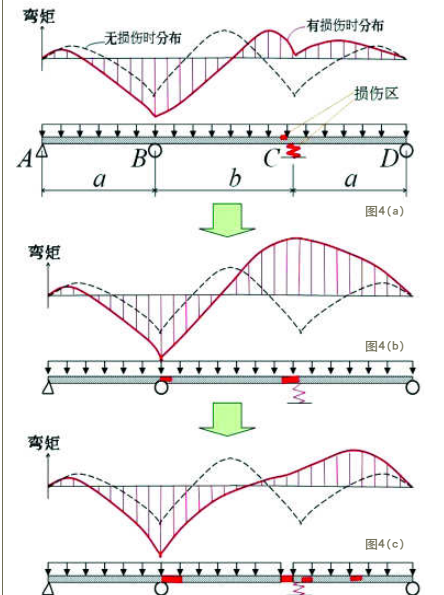


图4 图3(c)均布荷载三跨1:2:1比例桥体出现损伤后弯矩分布变化

NTSB(国家交通运输安全委员会)调查的结论

2008年1月15日,NTSB公布I-35W事故调查的初步结论(Preliminary Conclusion)。其要点是发现U10、L11、U'10、L'11节点板尺寸只有半英寸厚,而近旁的U9、U11、L12等节点板厚度全是1英寸。在2008年11月14日公布的最后结论中,确认主跨南端西侧节点板U10和上文所述的U'10节点板断裂引发了全桥的倒塌。图5给出主桁架上所有节点板的厚度。

◆ 节点板厚度不足是垮桥的原因

在事故调查过程中,NTSB的文件披露这样一个事实:全美有四百多座类似的桥尚在运营。由此一个至关重要的问题是:类似的节点板厚度不足是否也会出现在这些桥梁中。鉴于NTSB调查未发现任何原始设计资料,主设计师已去世。又如前所述,过去桥梁规范在节点板的设计上给予设计者很大的自由度,所有这些使得这样一个导致严重后果的设计偏差的原因无从考证。本文介绍的独立调查后半期的重点,即是根据原设计图纸和倒塌时的实际荷载及环境条件,进行精确的计算机模拟(见杂志46期93页图5),同时深入探查这些图纸细节所能体现的原设计考量和思路。

这些努力的结果导致发现了更多的“板厚不足”的部件。结果综述于图6。其中上部曲线图里空心方块的实线,代表(主跨和边跨)主桁架上弦杆节点板厚度沿主桥纵向长度上的分布,虚线代表相应的上弦杆侧壁厚分布。这两条曲线的趋向基本一致。当节点板的厚度从U8的 $1\frac{1}{2}$ 英寸转变为U10的半英寸(或边跨U4的半英寸)时,箱型杆件侧壁厚也从U6-U8的 $1\frac{1}{2}$ 英寸转变为U10-U11的 $5/8$ 英寸(或边跨上弦杆U4-U6的 $3/8$ 英寸)。I-35W下弦杆侧壁厚和节点板厚度也呈现同样的规律。因此,如果说节点板U10和U4属于“壁厚不足”的设计,则上弦箱形构件U10-U12和U4-U6,以及对应的下弦杆,也是如此。

图6下部是图3(c)所示的1:2:1比例三跨梁一维影响线解弯矩图。令人惊奇的是,与图6上方的节点板和上弦杆侧壁厚曲线相比较,此弯矩分布也呈现出一样的趋势:在弯矩从正值转变为负值之处,正是“板厚不足”的弦杆和节点板出现的地方。这三个不同性质曲线所表现的一致性,说明I-35W主桁架板厚不足的节点板并非偶然。实际上只是以一维梁影响线解弯矩图为依据的设计所导出的必然结果。

对一维梁结构,在小变形条件下影响线解是精确解。因此,影响线分析是桥梁设计最基本的方法,提供最初步的桥体受力计算。在计算机技术高度发展的今天,影响线分析仍是结构设计工程师必须掌握的手段,也是作者最喜欢的方法之一。本文图3及相关的文字即用影响线解有效地解释了三跨连续梁设计的利与弊。但是,实际上任何桥梁都是三维结构。工程设计实践的挑战和魅力也在于能够从简单模型出发,有效地考虑各种实际复杂因素,从而给出有创意和安

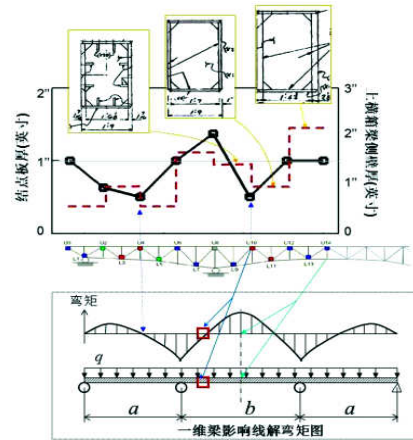
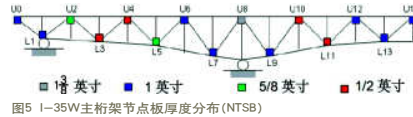


图6 I-35W节点板厚度不足的原因分析:(上)上弦杆节点板厚度和上弦杆侧壁厚沿主桥纵向长度上的分布;(下)1:2:1比例三跨一维影响线解弯矩图。这三个不同性质曲线所表现的一致性,说明板厚不足的节点板是以一维影响线解的弯矩图为依据的设计的必然结果^[2]。

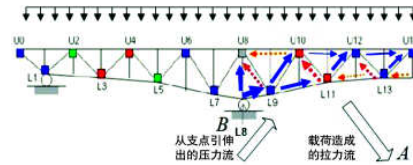


图7 I-35W主桁架中内力流^[2]

全的设计。下文探讨I-35W这样的变高度钢桁架结构中二维、三维影响。

图7解释I-35W主桁架平面内力流的分布。首先,桥面均载和自重造成主跨中点的弯矩峰值。这些载荷都由桥墩承担,其对应的(压力)流始于桥墩上支点,沿下弦杆向主跨中点推进,通过斜杆在半途上涌与上弦杆中的压力流相交。与此同时,主跨中点开始的下弦杆拉力流通过斜杆传送到桥墩上方,形成此处上弦杆中的拉力流。回顾图1中在上下弦杆内力变号处显现的斜杆内力峰值,正是反映这里所述的力流转换。I-35W的U10、L11节点板恰是这一弦杆与斜杆间内力转换的交汇点。

因此,从桥梁结构整体性的角度来看,除了桥墩支座和其上的节点,I-35W的U10和L11节点板也是整个桥体的最薄弱环节,承受着非常高的内力。过去的一些设计中可能对节点板的重要性有所忽视。特别是对那些位于影响线解弯矩很小或为零的地方。从原设计图纸可见,与U10相接的受压斜杆截面积和截面模量远大于相交的弦杆,表明设计者意识到斜杆中的高内力;这同时也证明其对节点板的作用以及几何尺寸突变与内力,在节点板产生的应力集中缺乏足够的理解。这导致了I-35W中以影响线解为依据的节点板承载能力(厚度)的计算。

I-35W原设计对顶桁架和主桁架相交三维结构效应处理的细部,以及事故发生时,堆积在桥面西侧建材重载产生的横向非对称压力,也是引发倒塌的重要因素。但由于篇幅限制,拟另文撰述。

◆ 其他案例引申

实际上,最近几十年来,类似I-35W桥在接近一维影响线解弯矩为零处节点板损伤,造成桥梁整体倒塌或局部损伤的事故已有多起。图8(a)是另一座在美俄亥俄州Grant河上的变高度钢桁架桥。其中一个类似于I-35W的L11处节点板在1997年春某天发生局部失稳,引起桥面突然下坠6英寸(15厘米)。事后发现此节点板内侧已严重锈蚀,平均厚度减薄6%,局部达40%。

图8(b)是1996年汉城汉江大桥一跨倒塌的照片。这也是一座带悬挂跨的变高度钢桁架桥(conti-lever-suspension bridge),其也是一种常见的桥梁结构。汉江大桥的简支悬臂与中间悬梁的结合点恰在接近一维影响线解弯矩为零处。事后韩国交通安全委员会的调查发现此处吊杆对接焊缝未焊透。在以往15年的运行后,此处高内力造成的疲劳断裂,导致中间悬挂跨坠落。

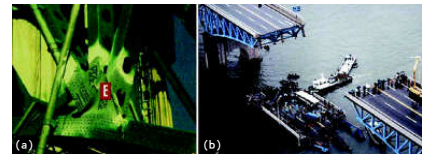


图8 (a)俄亥俄州Grant河节点板失稳事故(ASCE Civil Engineering Magazine)。1997;(b)汉城汉江大桥事故(CNN)

直到上世纪末叶,精确的计算机计算并不很普及,影响线分析仍是桥梁设计的主要手段。但我们仍可见许多优良的设计,完美地处理了二维和三维的结构影响。英国爱丁堡附近的Fort Forth钢桁架桥是其一例。该桥完成于19世纪末期,见图9。从今天的观点来看,其设计的某些局部,受1879年英国Tay桥倒塌的影响,可能过于保守。但考虑到120年前的技术水平和其在今日交通条件下的运行状态,其总体

及百年来的维护经验,对其他同类桥梁来说,仍有借鉴之处。



图9 英国爱丁堡Forth大桥,1890年3月4日开始通车

结论

索引文献

- [1] Hao, S. I35W-Report I. http://www.suhsao-acil.com/files/Report_SuHao_Sep22-2007.
- [2] Hao, S., ASCE, J. Bridge Engineering, Sept/Oct. 2010, pp. 608-617.
- [3] Gee, K. W. FHWA Technical Advisory T 5140.29, Jan.15, 2008.

(作者系美国创新咨询公司[ACII,INC]技术负责) (编辑:苏圣华)