

# 美国明尼苏达 I-35W 钢桥倒塌事故分析 (上)

文/郝苏

横跨密西西比河的 I-35W 大桥在 2007 年 8 月 1 日的倒塌是美国近四十年来最大的桥梁事故, 当即引起业界内外的广泛重视, 因目前北美尚有数百座仍在使用的建于上世纪中期(二战前后)类似结构的钢桥。在这一事故后的三年中, 根据开放给公众的数据和美交通运输安全委员会(NTSB)官方调查的物证<sup>[1,2]</sup>, 本文作者对此事故进行了独立的调查和分析, 将结果整理成四个报告<sup>[4,5]</sup>, 于 2007 年 9 月至 2009 年间送达国家交通运输安全委员会、联邦公路署, 和其他有关部门。部分结论发表在美土木工程师协会(ASCE)的“桥梁杂志”(J. Bridge Engineering)和“桥梁结构”(J. Bridge Structures)杂志近期的文章中<sup>[6,7]</sup>。本文摘选其部分主要研究成果, 望与业内共同探讨。

## 引言

第 35 号州际高速公路 (Interstate 35) 是纵贯美国中部的国道。I-35W 大桥在明尼亚波利市西北, 离市中心不到 2km, 跨越密西西比河。该桥由 Sverdrup & Parcel 于 1964 年设计, 1967 年建成通车, 全长 581m。主桥是上承式变桁高三跨连续钢桁梁, 跨长 81+139+81=301m, 上弦为直线, 纵坡约 1 度。下弦为弧形曲线, 桥面宽 32.94m, 路缘间宽 34.54m, 原设计为双向 6 车道, 铆接结构, 见图 1。主桥两端共有 11 孔钢梁-混凝土板引桥。

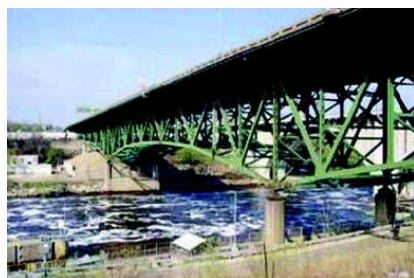


图1 事故前的明尼苏达 I-35W 大桥 (MDOT 资料)



图2 (a) 事故发生前两小时 I-35W 大桥路况 (NTSB)



图2 (b) 事故后落入河中的主跨

1977 年、1998 年经过 2 次大修, 混凝土桥面板厚度由 16.51cm (6.5") 增至 21.59cm (8.5"), 并改为双向 8 车道 (按联邦公路标准每车道宽 3.66m (12') )。根据 2004 年的统计结果, 日均车流量为 140000 辆, 其中 10%—15% 为重载卡车。2007 年的日均车流量大概在 160000 辆左右, 是美国最繁忙的公路桥梁之一。明州交通局拥有和管理 I-35W 大桥。

2007 年 8 月 1 日下午 6 时 05 分左右, 正当下班交通高峰期间, I-35W 的 3 跨主桥在 4 秒钟之内先后倒塌。111 辆正在行驶的大小车辆随倒塌的桥面坠入密西西比河中, 造成 13 人死亡, 145 人受伤。事故发生之际, 按政府合同一民营公司正在施工整修桥面。为此每向各有 2 车道封闭, 其中东侧靠中心 2 车道上堆满了沙石等材料和重型施工车辆, 其余 4 车道开放, 见图 2。

自从上世纪 70 年代引桥钢梁出现微小裂纹后, I-35W 被管理部门列入有结构隐患的桥梁之列。1999—2000 年间曾邀请明尼苏达大学教授对全桥进行健康检测和分析。结论是

此桥在当时的状况下仍可运行, 但建议例行安检的周期由两年缩短为六个月。自此, 明州交通局又雇用咨询公司对此桥进行了数次安全评定。最后一次评定报告(草案)完成的日期是 2006 年 7 月, 结论仍同以前一样。事故后经过 15 个半月的调查, 美国国家交通运输安全委员会 (NTSB) 于 2008 年 11 月做出最后结论<sup>[3]</sup>。

(1) I-35W 的主桥主桁架上弦节点板 U10 和下弦节点板 L11 厚度设计尺寸不足, 只有半英寸厚。而与其邻近的节点板的厚度为 1 英寸。

(2) 根据对美陆军工程兵在桥南端长期设置的录像机自动录像和桥梁残件的分析, 确认 U10 节点板最先断裂, 导致了大桥的倒塌。

(3) NTSB 调查人员曾走访原设计单位 (S&P 在完成 I-35W 桥设计后被另一大工程设计公司收购)。此桥的主设计师已过世, 没有留下任何有关设计计算资料。对此, NTSB 的结论是 I-35W 的设计没有经过计算。在 NTSB 的建议下, 联邦公路署督促全美对所有钢桁架桥节点板普查<sup>[3]</sup>。

不容置疑, 对一个桥梁结构工程师来讲, 在读过这些结论之后, 仍会有许多不解的地方。例如: 对 I-35W 这样一个横跨密西西比, 如此重要的桥梁, 为什么原设计没有经过计算? 为什么倒塌前十年间的数次详细安全评定竟遗漏了在重要的节点板上如此明显的板厚不足? 这两个问题引出最后一个关键问题: 如何避免类似事故发生在其他同期设计、同期建造的类似结构的桥梁上? 这正是本文所介绍独立事故调查和研究的重点。

## 主桥构造

I-35W 主桥采用自 19 世纪后半叶开始在桥梁界流行的“上承式”变桁高钢桁梁结构, 但在细节上有很多特有的设计, 映现出其主设计师着实花费了许多心血。其主结构是由两片主桁架构成, 纵坡 1 度左右。每片主桁架包括 14 根上弦杆, 13 根下弦杆, 28 根斜杆, 和 27 根竖杆组成的华伦式桁架。所有上、下弦杆, 受压斜杆及桥墩上竖杆均为尺寸不等的箱形截面构件, 受拉斜杆和其他竖杆为工字截面。所有主桁架节点由双侧节点板铆接。节点板的厚度从半英寸到 1 英寸不等。图 3 是主桁架的侧面图。从左端开始, 上弦杆的节点由字母 U 加数字表示, 从 U0 到 U14。节点 U14 位于主跨几何中心线上。下弦杆的节点由字母 L 加数字表示, 从 L1 到 L14。节点 L14 也在中心线上。I-35W 基本上以中跨几何中心线为对称。右边与左侧对称的节点用一样的符号但加撇表示: 上弦杆节点从 U'0 到 U'13, 下弦杆节点从 L'1 到 L'13。因此, 对位于节点 U9 和 U10 之间的上弦杆段用符号 U9-U10 表示; 对位于节点 L'9 和 L'10 之间的斜杆段用符号 L'9-U'10 表示; 如此等等。从图 3 中又可见, 除两端点外, 节点可分为两类: 三杆

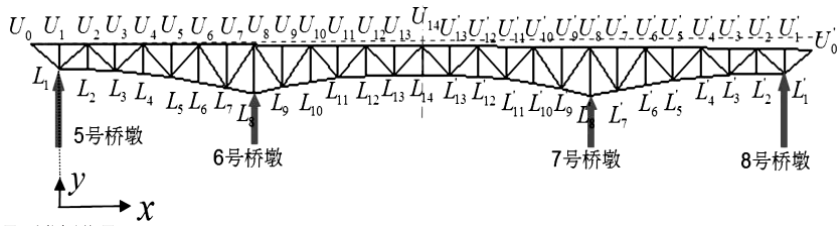


图3 主桁架侧视图

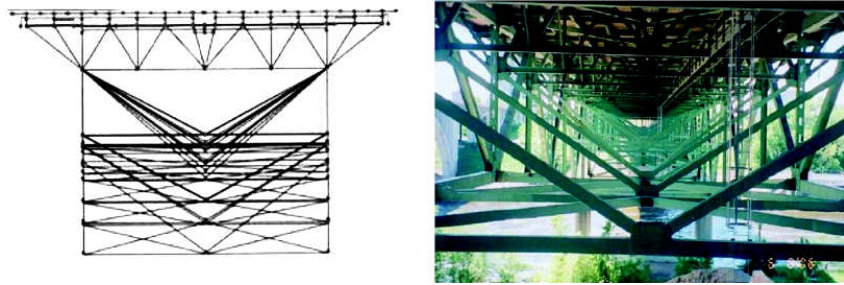


图4 次桁架(包括顶桁架,直梁和斜拉梁);其上的纵梁和面板(MDOT资料)

件节点和五杆件节点。前者弦杆贯穿而过,竖杆通过节点板铆接。后者节点板铆固所有杆件的端点。由此可见,节点板特别是在五杆节点的重要性。一个节点板的破坏,意味着三到五根杆件的失效。

两片主桁架由横桁架固结,形成整体。这些横桁架包括27片顶桁架,26根下横梁,及许多斜杆。均为工字形截面,见图1,4。每个顶桁架也由上、下弦杆,斜杆,和竖杆组成,但截面比主桁架的杆件小得多。顶桁架的上弦杆直接铆接于主桁架上弦杆,位于每一节点的上方。其他横桁架与主桁架相交的节点一律铆接固定。顶桁架的上弦杆上方再铆接14列工字形纵梁,上置钢筋混凝土面板,同时也起到辅助主桁架刚度和强度的作用。如图1和3,4所示,1-35W主桥有东西双列桥墩,每列四个,分别记为五号至八号墩。其七号墩上的支座为固定支座,其余三个为滚动支座。

所有杆件均由(英制)50强度级(屈服强度348MPa,极限强度593MPa)的结构钢制成。除在桥墩柱上节点板是100强度级(约为703公斤/平方厘米)钢,其余节点板均由50强度级钢制成。

### 计算模型和分析

按照全美洲际交通运输官员协会(AASHTO)制定的桥梁设计规范(LRFD),并参照全美国结构设计规范(AISC, Steel Structure Design Manu,第12版),本调查对上节所述的所有杆件和板部件逐个进行了载荷评估(Load Rating)。当时上述规范对节点板的规定较笼统,允许略去杆中弯矩的作用。为了考虑弯矩在杆件中引起的二次应力及弯矩和轴力在节点板造成的应力集中,以及可能出现的失稳,本研究采用了较为精确的三维有限元计算,见图5。这里“精确”一词不仅指图4.5中的模型是按照1-35W的实际尺寸和垮塌时的荷载,所完成的计算也包括有限元收敛性分析。这一分析采用不同尺寸的有限单元和同样单元尺寸但不同插值模式的多组数值模型计算同一桥梁,检验是否有显著不同结果出现。按照数值分析理论<sup>[10]</sup>,当有限单元尺寸缩小(单元加密)或插值模式的多项式阶度在不产生数值震荡的条件下升高,数值解应平稳地趋向真实解。

本研究初期的工作着重于协助有关单位确定大桥倒塌

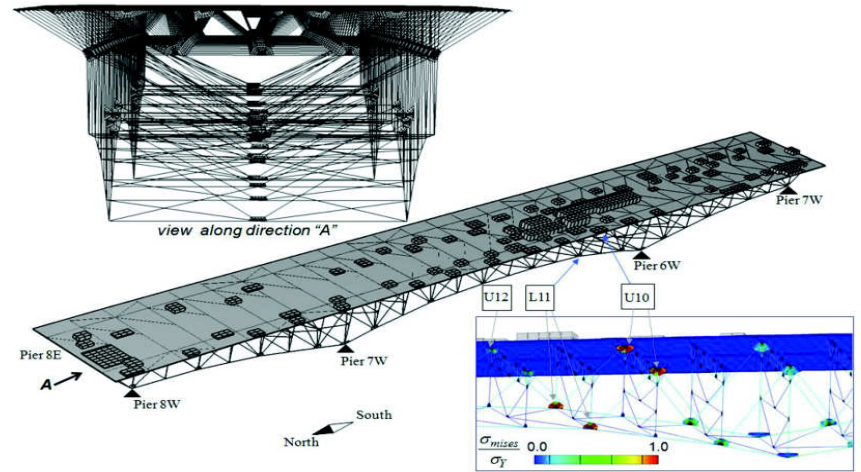


图5 三维有限元模型<sup>[9]</sup>。桥面上的块状单元代表倒塌时的荷载,包括车辆,堆积的建材。重量与实际一致。左下角是U10节点板附近的结果。

的起始位置和起因。为此,进行了一系列计算去模拟在不同的正常和非正常环境条件下破坏的过程<sup>[9]</sup>(图6):

(1)对比主桥面有与无纵向坡度的结果,检验原设计1度的纵坡或边跨的重量是否造成了显著的纵向附加力;以及不同附加纵向力造成的桥体内部应力变化。

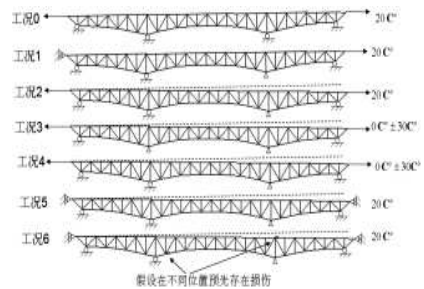


图6 计算分析中考虑的各种可能发生的工况

(2)假设六号滚动支座滚柱与座面锈蚀后黏在一起,变成了“固定端”;检验产生的附加应力。  
(3)因明尼亚波利市的纬度与黑龙江省类似,冬季室外

可达零下30摄氏度。反之,在倒塌的那天,当地气温异常炎热。明市机场记录显示下午五时最高温达到33摄氏度。因此,对这两个极端温度之差在六号支座锈蚀状况下可能产生的内应力状况进行了定量分析。

(4)因若干年前已在边跨钢梁上发现疲劳裂纹,因此,本调查的第一个报告陈述这样一个观点:疲劳裂纹或其他形式的损伤最先造成某节点板的破坏,导致大桥的倒塌。与此相应,完成了一系列有损伤的大桥模型垮塌模拟计算;在每一算例中,假设损伤已预先存在于某个不同的节点板上。通过这些模拟结果与记录下的现象对比,找出实际上诱发倒塌的有损伤的节点。

(未完待续)

#### 索引文献

- [1] National Transportation Safety Board (NTSB), "Safety Recommendation (H08-1)", Jan. 15, 2008.
- [2] National Transportation Safety Board, Final Conclusions: NTSB/HAR-08/03, Nov. 14, 2008.
- [3] Gee, K. W. FHWA Technical Advisory T 5140.29, Jan. 15, 2008.
- [4] Hao, S. 135W-Report I.
- [5] Hao, S., 135W-Report II.
- [6] Hao, S., ASCE, J. Bridge Engineering, Sept./Oct. 2010, pp. 608-617
- [7] Hao, S., J. Bridge Structures, vol. 7, 2011, pp. 3-18.
- [8] 同济大学三校教材, 桥梁工程, 1980.
- [9] 李国豪, 1984, 桥梁工程讲座, 同济大学.
- [10] 李国豪, 1992, 桥梁结构稳定与震动, 中国铁道出版社.

(作者系美国创新咨询公司(ACII, INC)技术负责)

(编辑: 苏圣华)



# 美国明尼苏达 I-35W 钢桥倒塌事故分析 (下)

文/郝苏

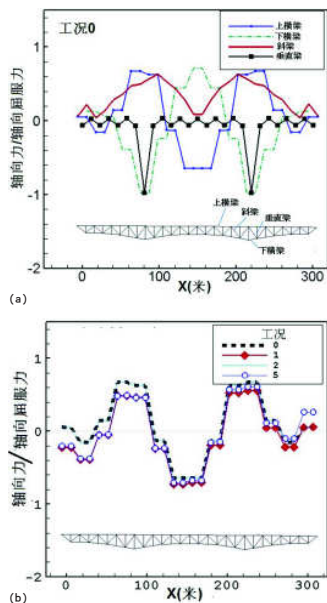


图1 (a) 正常工况下桁架内轴向内力分布  
(b) 四种准正常工况, 上弦杆内轴向内力分布

## 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点虚线, 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。此图显示有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。

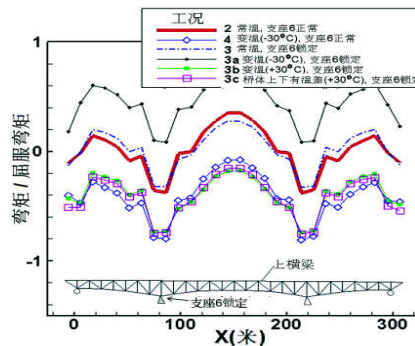


图2 变温及支座6锁定时上弦杆内弯矩分布

### 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<sup>[1]</sup>, 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。

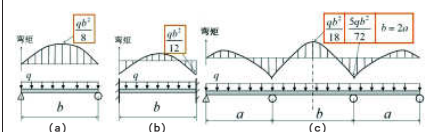


图3 三个一维梁桥体模型, 同样中跨长度b, 同样均布荷载q, 不同的端点边界条件: (a)简支(b)固定(c)三跨1:2:1比例, 它们之间弯矩峰值的差异解释了三跨梁(c)的优越性

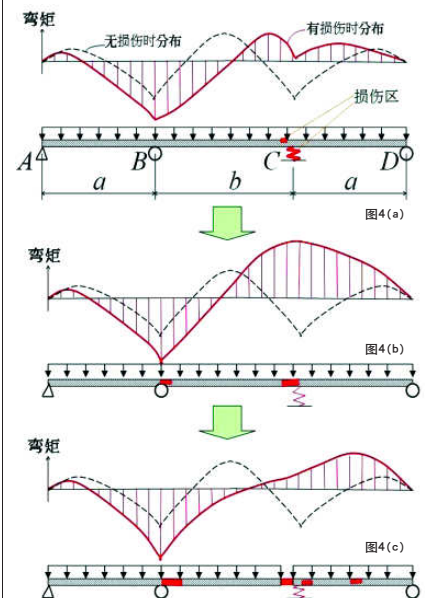


图4 图3(c)均布荷载三跨1:2:1比例桥体出现损伤后弯矩分布变化

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,则上弦箱杆构件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同样的趋势: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

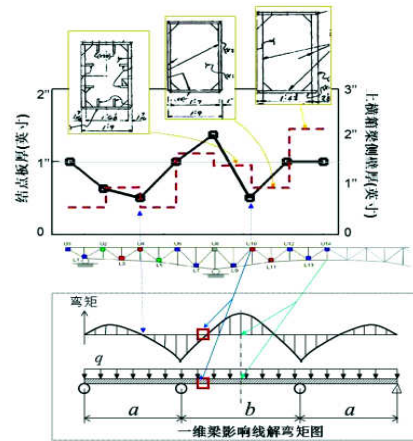
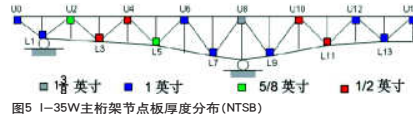


图6 I-35W节点板厚度不足的原因分析:(上)上弦杆节点板厚度和上弦杆侧壁厚沿主桥纵向长度上的分布;(下)1:2:1比例三跨梁一维影响线解弯矩图。这三个不同性质曲线所表现的一致性,说明板厚不足的节点板是以一维影响线解的弯矩图为依据的设计的必然结果<sup>[2]</sup>。

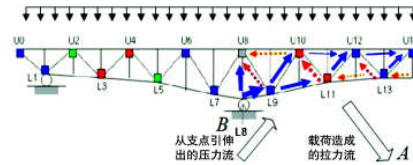


图7 I-35W主桁架中内力流<sup>[2]</sup>

全的设计。下文探讨I-35W这样的变高度钢桁架结构中二、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,拟另文阐述。

◆ 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。这是一座带悬挂跨的变高度钢桁架桥(contilever-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。

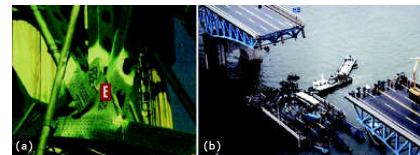


图8 (a)俄亥俄州Grant河节点板失稳事故(ASCE Civil Engineering Magazine)。1997;(b)汉城汉江大桥事故(CNN)

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

根据国家交通运输安全委员会(NTSB)调查的物证和原设计图纸,本文简述作者所完成的对2007年明尼亚波利市郊逾300米长的I-35W钢桁架垮塌事故独立调查的部分主要结果。其结论略如下:

- 一、变高度钢桁架桥的节点板,特别是那些位于距中间支点 $1/6$ 至 $1/3$ 跨长的区域内,是转换和传力流的节点。一般承受较高内力,是这一类型桥梁的最薄弱环节。在另一方面,这一区域又是一维影响线理论解中弯矩绝对值最小的地方,易被设计人员忽视。
- 二、对于I-35W大桥,相较于NTSB确认尺寸不足的U10、L11节点板,本调查发现更多“尺寸不足”的结构部件,其主要是主桁架内连接这些节点板的弦杆。本调查断定这些尺寸不足的原因是,由于原设计过分依赖一维影响线模型分析,没有充分考虑结构二、三维效应的结果。
- 三、I-35W主桥三跨跨长1:2:1比例的设计是连续梁桥通行的模式。但这一主桥的具体设计缺乏足够的“冗余度”。因此,其节点板的断裂(或失稳)引发主跨和边跨的“继发性连续破坏”。
- 四、变高度钢桁架桥是非常有效的桥梁结构,其特点是能够以较轻的桥体取得较大的跨度。但上述分析证明其内力分布及力流较复杂。因此,为确保设计使用期限内的安全运行,相关的设计和安全维护应建立在较为精确详尽分析的基础上<sup>[3]</sup>。

索引文献  
 [1] Hao, S. I35W-Report I. [http://www.suhao-acil.com/files/Report\\_SuHao\\_Sep22-2007](http://www.suhao-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)