

大型钢桥梁垮塌教训和现代结构抗震的一点想法

郝苏⁷, 周光子

北京 ACII 工程技术有限公司/美国创新咨询 (ACII, INC.)

李炯

河北丰泽智能设备制造股份有限公司

李明, 李万恒

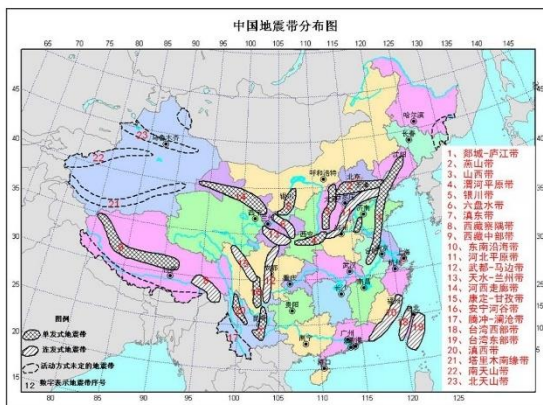
交通部公路科学院桥梁中心/中路高科交通检测检验认证有限公司

摘要

在传统基础设施建设领域, 装配式结构已成为引领未来发展的潮头, 同时也带来许多技术发展的机遇和挑战。仅从字面理解, 装配式结构即远程场地或工厂制造, 现场装配。对于大型土木工民建结构, 包括桥梁, 房屋, 和隧道节段, 每个构件不可能按类似机械设备的精度加工制造。如何在现场可以快速精准对接这类构件且包容制造误差, 同时保证整体结构的完整性和坚固性, 是这一工程领域中大家非常关注的问题。在某些工况下, 例如, 高地震风险和洪水及海啸多发高发地区, 实现大型土木工民建结构的装配化仍有许多技术上尚待攻克的难题。本公司根据过去在桥梁方面工作, 在此与国内同行讨论交流结构抗震的一点想法。

引言

我国属于地震和洪水等自然灾害多发高发地区。以地震为例, 图 1 给出我国主要地理断层分布。近半个世纪以来每次强震都造成房屋路桥严重破坏和大量人员伤亡, 如唐山, 汶川, 鲁甸。又以桥梁为例, 至 2017 年底我国已建成公路桥梁总数已超过 82 万座, 近三分之一在未来一百年内有 7 度 (大概率) 以上地震震区。因此, 保证桥梁大震不倒, 震后运输救援给养和伤病员的生命线通畅, 是对包括装配式在内所有桥梁的硬性要求。



(a)



(b)

图 1 (a) 我国地震带分布; (b) 地震引起桥梁破坏的常见模式

⁷ 责任作者: suhao@aciibjcn.com

桥梁和房屋类结构的抗震设计包括两个方面：结构件自身和结构件的连接点，又称节点。对于装配式结构，两个方面的考虑都是必要的。总结 1994 年美国加利福尼亚州北岭地震的惨痛经验，美国联邦应急署（FEMA）报告提出了“强柱弱梁”的概念【1】，即承受重力所致压缩力的柱类结构件一定要在截面积和抗弯截面模量等指标方面优于以承受弯矩为主的水平向梁类构件，从而保证小震无损，大震不塌。为此，一些工程中特意在在梁部件中设计局部几何截面减小的“塑性铰”，从而达到强震工况下局部变形以承纳结构大变形和耗散振动能的目的，见图 2。

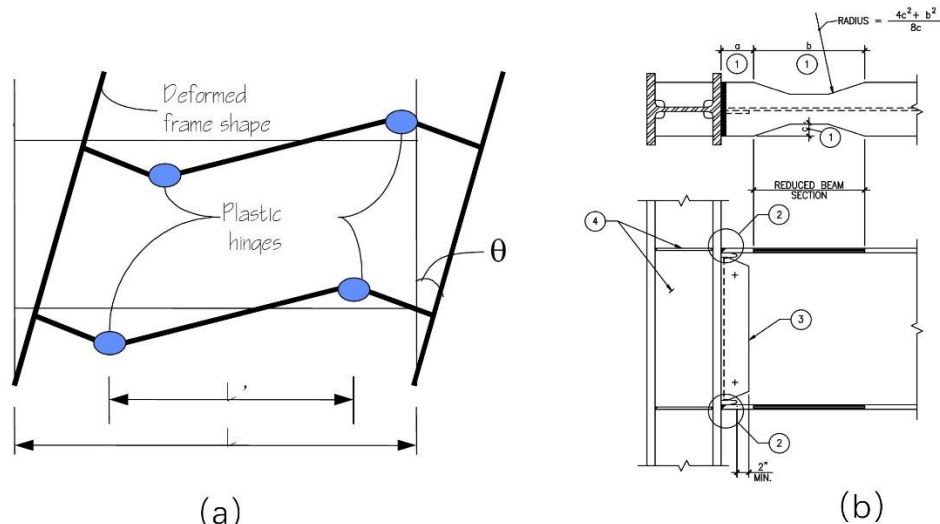


图 2 (a) 美国联邦应急署的“强柱弱梁”理念；(b) 弱梁“塑性铰”的设计例

毋庸置疑，对装配式结构的节点连接质量是抗地震，洪水，和风灾等自然灾害的关键。目前国内外发表许多处理装配式框架结构节点连接的研究结果。但对于某些房屋和桥梁，其本身与框架的结构特性和力流变化有显著差别。本文所介绍的即是针对这类结构且也可应用于框架结构的一类多向约束抗冲撞连接装置。

教训：2007 年美国明尼亚波利市 I35W 高速公路垮塌分析

2007 年 8 月 1 日位于明尼亚波利市郊的州际高速公路 I35W 钢桥然倒塌造成 13 死 154 伤，成为美国近五十年来最大的桥梁事故。这一事件的发生实质上揭示了一些在钢桁架结构设计和管养中值得探讨的基本问题。数年后的今日，其原由和所揭示的教训，仍为业界内外广泛重视。因目前北美和其它地区尚有数百座建于上世纪中期(二战前后)类似结构仍在使用的公路和铁路钢桥。在过去几年间,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,本文作者对此事故进行了独立的调查和分析,并应用当时最先进的计算技术率先完成了此钢桥倒塌过程数值模拟复原,与分析结果和物证相对照。最后结果整理成四个报告,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,和其它有关部门。部份结论近期发表在美土木工程师协会(ASCE)的"桥梁杂志" (J. Bridge Engineering)

【2】和"工程事故分析杂志" (J. Forensic Engineer) 杂志【3】以及国内交通部下属行业的“桥梁”杂志上【4】。在 (NTSB) 工作所得物证基础上,本调查的目的是从最基本的技术层面,挖掘这一重大事故的根本原因。通过比官方例行调查和最终结论更深入的探索,得出了独立

的结论。

美国第 35 号州际高速公路(Interstate35)是从明尼苏达州北至德克萨斯州南，纵贯中西部的国道。其在明尼亚波利市中心西北不到 2 公里处通过 I35W 大桥跨越密西西比河。I35W 大桥由 Sverdrnp & Parcel 设计咨询（公司）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桥，跨长 $81+139+81=301\text{m}$ ，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，铆接桁架结构，见图 3，4。主桥两端另有 11 孔钢梁—混凝土板引桥。

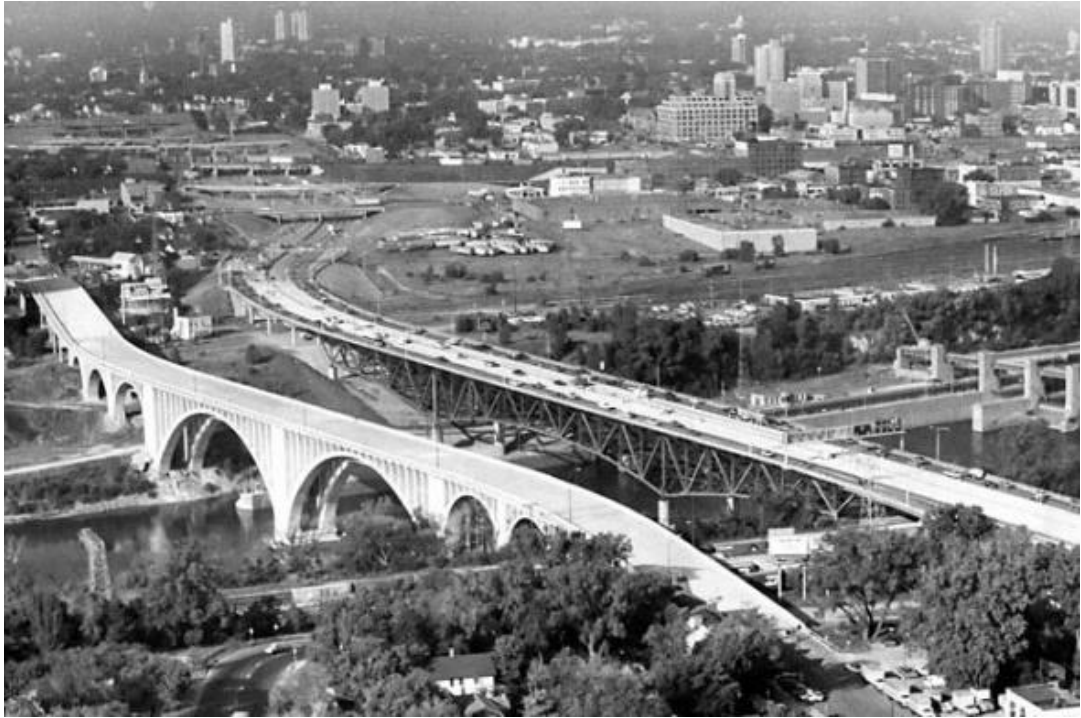


图3：1970年I35W大桥（右）通车后的照片；左首拱桥是普通公路桥

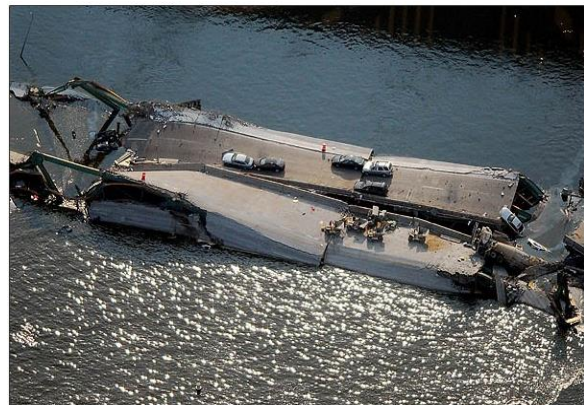


图4：事故发生两小时前I35W钢桥路况和事后落入河中的主跨（右）

主桥连续性倒塌分析： I35W钢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不完全录像的片面理解，媒体报导了一个得到很多人赞同的观点：即主跨是在主跨在中心桥墩的两端断裂后，水平地跌入密西西比河中。但是本文第一作者的分析【2，3】断定主跨的南端最先断裂；北侧边跨在主跨落水后才倒塌；整个过程像“多米诺骨牌”一样，呈“继发连续破坏”(progressive collapse)的特征。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。下面简述所呈现继发连续破坏的原因。I35W 钢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的材料与建筑费用下取得最大的主跨长度。这可由图5中三个模型的分析来说明。图5(a)用一维简支梁来代表一个跨度为 b ，承受均布载荷 q 的桥。如图所示，其影响线解给出最大弯矩在梁中点。图5(b)是与(a)一样的梁，但两端为固支点（不允许绕端点转动）。虽然跨度和载荷同(a)梁一样，但(b)梁的影响线解给出最大弯矩在端点。其最大弯矩比(a)小50%。图5(c)是与I35W类似的1:2:1三跨梁，其中跨长度和所承载荷同(a),(b)梁一样。其影响线解给出弯矩峰值在中跨支点和中点，其与图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，同样载荷下，其梁内最大弯矩比单跨简支梁小80%。

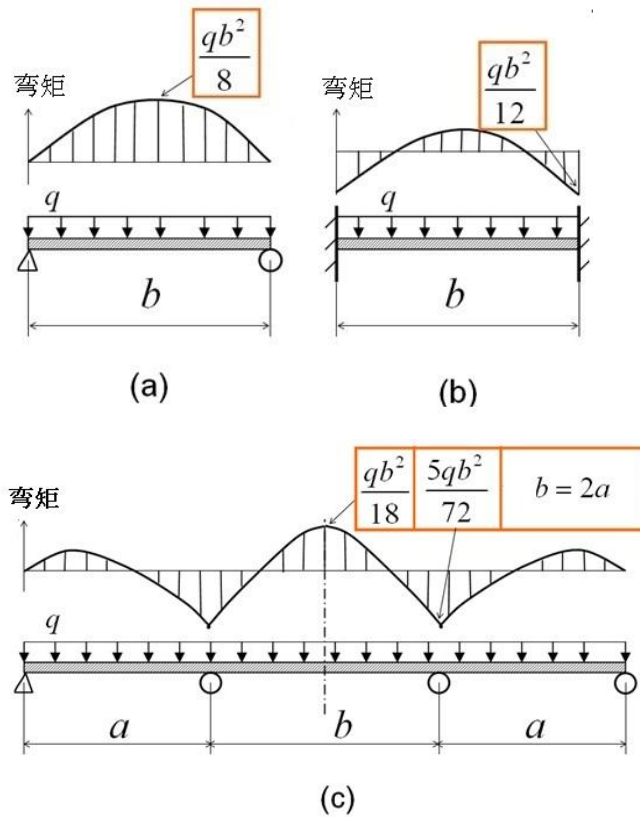


图5: 三个一维梁桥体模型：同样中跨长度 b ，同样均布面载 q ，不同的端点边界条件：
 (a) 简支 (b) 固支 (c) 三跨 1:2:1比例，它们之间弯矩峰值的差异解释了三跨梁 (c) 的优越性

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5 (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5所示。这正是实际上I35W钢桥三跨梁呈“多米诺骨牌”倒塌的原因。

节点破坏：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，I35W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I35W钢桥中以影响线解为依据的节点板承载能力(厚度)计算【2, 3】。I35W倒塌后NTSB调查组将此钢桥所有残片从密西西比河中捞出，在岸边的空地上按结构原型拼装复原。如图6所示，所有这类由节点板和其下部分垂直杆构成的连接两个三角子结构的“枢纽”，包括那些较厚的节点板，基本上全部破坏。这一现象也可算是一个与【2, 3】分析的相互验证的实例。

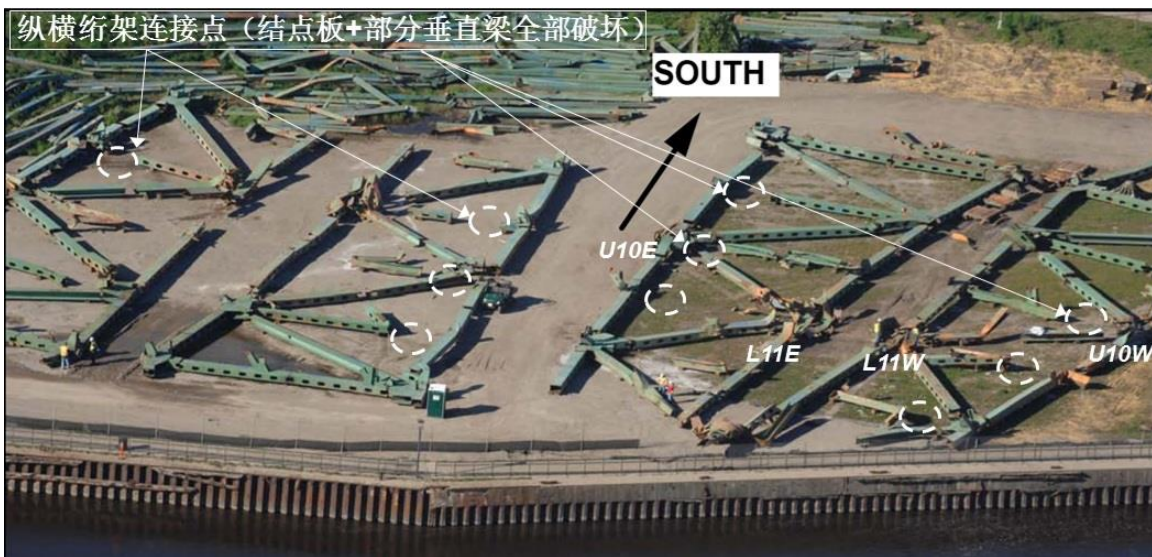


图6 NTSB调查组将I35W钢桥所有残片从密西西比河中捞出，在岸边空地上按结构原型复原。

结论 (1) I35W钢桥三跨跨长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“继发性连续倒塌”。(2) 薄弱的节点疲劳裂纹引发整体结构失效破坏。

因此，对于类似I35W桁架结构，节点强度决定了结构完整性。对墩梁结构的建筑和桥梁，墩梁节点也是抗震设防的关键。

两类抗震连接的设计理念和墩梁节点

从整体角度看桥梁或房屋建筑基本可以分为两部分：(i) 上部结构如桥跨梁和承受设计活荷载的桥面体系；(ii) 下部结构，包括桥墩、墩基和深部基础。上部结构与下部结构的连接部同时支撑上部结构和活荷载的重量；这一连接部的性能基本上决定了整体结构抗震和其它类冲击的性能。

目前国际上流行两类抗震设计理念：“强固结构”设计和减隔震设计。前者包括最常用的混凝土整体浇灌结构和钢桁架栓接加角端三角桁架加固。然而，从经济和适用性观点看，将建筑物或者桥梁建造得如堡垒那样结实并不总是实际上可行的方案；在另一方面，整体刚性框架自振频率难以完全避开地震频谱，若共振发生将摧毁整个结构。“减隔震设计”的理念是当地震冲击一个有减隔震设计的结构时，允许这一结构暂时失去它的局部完整性，例如暂时弱化一些主要结构单元之间连接，减少或者完全隔离直接暴露于地震惯性力冲击下主要结构单元传递给相邻结构单元的惯性力，从而极小化其对于整个结构的冲击，暂时的局部弱化能够改变结构的自震频率，从而避免与地震波的频率共振。例如，图 2 “强柱弱梁”即是基于此概念的一个方法。

多向约束装配式结构连接装置：第一类 V 支撑

我们所开发的是综合这两个理念的技术和有关系列产品。本文只介绍这一系列的第一类连接装置【5】，又称作“第一类 V 型抗震支撑”。其原理如图 7 所示，这里核心是一对相接触的 V 形接触面来承接上部结构传递的重力。采用 V 形接触面的用意是：(1) 便于所连接两构件的精确对接，V 形接触面的中点确定接触位置；(2) 利用上部结构的重力作为横向约束，其在 V 形接触面上的水平分力抵抗任何 V 形接触面对之间的滑移。图 8 所示连接装置的另一个要点是滑动销，其在引导 V 形接触面对之间相对滑移的同时提供了保证滑动面不分离的垂直约束。

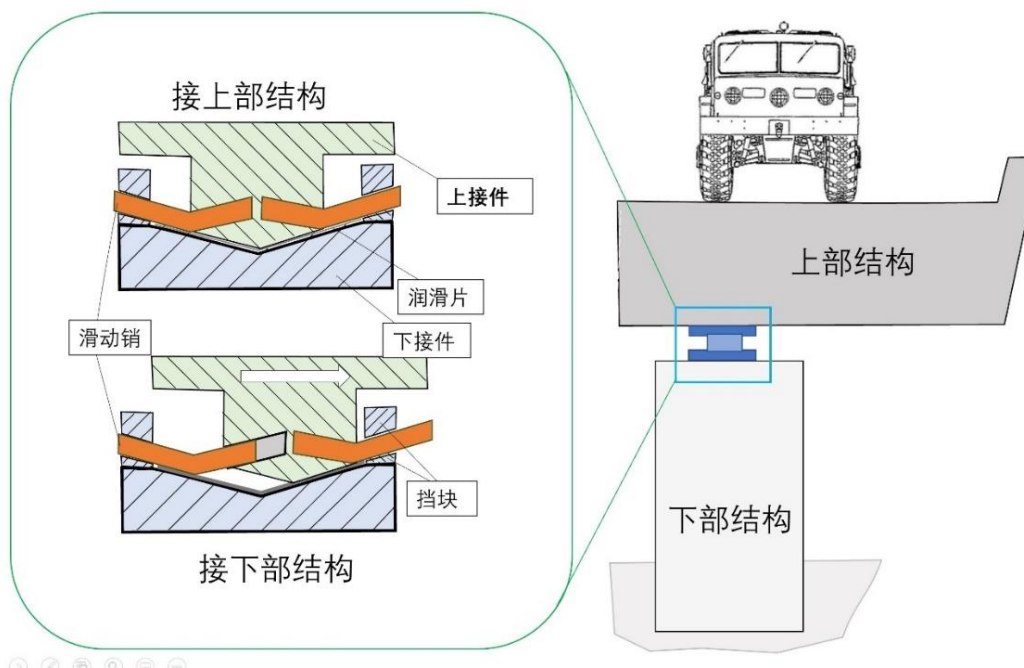


图 7：梁墩之间的“第一类 V 型抗震支撑”【5】

显然，图 7 所示连接装置 V 形接触面的倾斜角 α 是一个关键设计参数，其决定了 V 形接触面对水平滑动分离的水平力，用 Q 表示，该水平力在所连接部件中产生对应的应力分布，其中应力峰值用 $\sigma_{peak}(Q)$ 表述。整体结构不损坏的条件是 $\sigma_{peak}(Q) < \sigma_Y$ ， σ_Y 是所连接部件材料的屈服强度将该应力的。这一条件也可表达为：

$$\frac{\sigma_{peak}(Q)}{\sigma_Y} \leq \frac{\sigma_{allowable}}{\sigma_Y}, \quad \sigma_{allowable} = \sigma_Y/n_Q \quad (1)$$

其中 n_Q 是安全系数，且 $n_Q > 1$ 。根据国家地震局颁布装配结构所在地类似图 4 的地震谱，可以决定 V 形接触面的水平力最大允许阈值，既：

$$Q \leq Q_{TH} \quad \text{且} \quad \frac{n_Q \cdot \sigma_{peak}(Q_{TH})}{\sigma_Y} = 1 \quad (2)$$

以一个具有四个支撑的桥为例，其设计活荷载和上部结构的总质量由 $4M$ 表示。 Q_R 表示水平滑动抗力，大小是：

$$Q_R = M \cdot g [\tan(\alpha) + f_r] \quad (3)$$

其中， f_r 是 V 形接触面和啮合片之间的摩擦系数，由于：

$$Q \leq Q_{TH} \quad Q = Q_g \quad (4)$$

将式(3)带入(4)并且取等号，则满足式(2)的 α 角的最大允许值是：

$$\alpha = \tan^{-1} \left[\frac{Q_{TH}}{Mg} - f_r \right] \quad (5)$$

图 4 是提供 360 度水平约束和垂直约束的第 I 类 V 支撑。

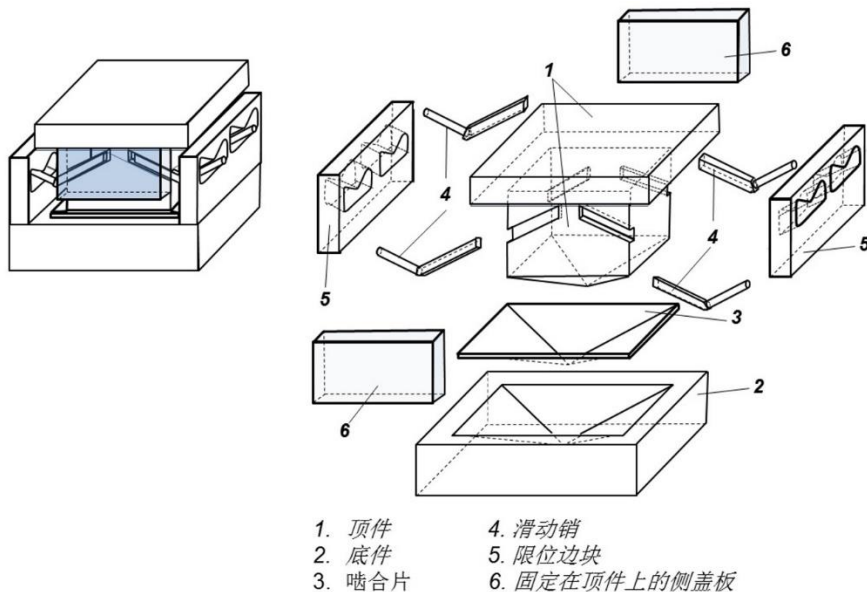


图 8： 360 度水平约束 “第一类 V 型抗震支撑”【5】

参考文献

- 【1】 美国联邦应急署（FEMA）报告：FEMA Report 350， 2000
- 【2】 S. Hao (郝苏), ASCE. J. Bridge Engineering (美土木工程师协会双月刊 : 桥梁结构工程), Sept/Oct, Issue 5, 2010, pp.608-618
- 【3】 S. Hao (郝苏), “J. Forensic Engineering”, V2, No.1, 2014, p.29.
- 【4】 郝苏, 《桥梁》 2012, No.2, p.90
- 【5】 国际智产优先权 PCT/US2012/063127