

多跨斜拉桥

李青 庄苗

摘要:本文论述了斜拉桥在新领域中的应用:多跨斜拉桥。本文首先简短地回顾了历史并介绍了 Riccardo Morandi 桥。然后描述了最近建造的几座多跨斜拉桥和在过去三十年中提出来的设计。最后展示了近期的三个主要工程项目,其中至少一个工程将要被建造,这三个项目表明了多跨斜拉桥对于跨越宽阔的河流和海峡是极为有效的。

关键词:多跨斜拉桥 设计 解决方案

一、历史回顾

斜拉桥始建于19世纪初,但是跨越 Tweed 和 Saale 河的桥发生了倒塌的灾难。当时的设计者忽略了实际的力的流动作用,没有考虑风的影响,甚至没有估计由风压产生且作用在结构上的静力。法国科学家 Henri Navier 甚至“证明”了悬索桥远比斜拉桥有效。这些事故和这个科学家的展示将斜拉桥的发展阻止了几乎一个世纪,以至于斜拉索仅应用于一些悬索桥靠近桥墩的地方用来加固结构;最著名的例子是美国的 Brooklyn 桥。

法国在20世纪的最初几年,Albert Gislard 设计了几座带有特殊索系的桥,这种介于悬索和斜拉之间的桥,对于斜拉给予更多的重视,他的思想是偶然再生的。

然而,直到1925年在西班牙的 Eduardo Torroja 才建造了第一座真正的混凝土斜拉桥,名为 Tempul Aqueduct。由于现场条件的限制,采用拉索简单取代了无法施工的传统支承。

在上世纪30年代至40年代,斜拉桥真正的发展来自 Franz Dischinger 提出的思想并公开发表之后。令人奇怪的是,第一个工程应用是1952年在法国由 Albert Caquot 在 Donzere 运河上建造的钢筋混凝土斜拉桥。在斜拉桥的历史上,这座桥经常被人们忘记,它先于几年后在 Dischinger 的影响下在瑞典建造的著名的 Stromsund 桥。接

着就是斜拉桥的飞速发展,先是在德国,然后是在全世界。

就在现代斜拉桥的设计以及柔性塔楼和连续桥面发展的同时,Riccardo Morandi 将他的思想朝另外一个完全不同的方向发展,他设计的塔楼刚度极大,桥门架沿纵向就像一个倒着的V字,在每侧由斜杆以一定间隔支承着桥面,每个塔楼支承着一个双悬臂梁,其与塔楼刚性连接,在相邻两个悬臂梁之间由次梁产生连接作用。

这个原理第一次被应用于在 Venezuela 的 Lake Maracaibo 桥的建设(图1),该桥建于1957至1962年之间[1],桥的中间部分是由六个塔楼和每跨235米长的5个主跨组成。在当时,这座桥的建成是技术进步的一个重要标志,能够与日本建在 Honshu 和 Shikoku 之间的桥,或者北欧建在 Storebelt 和 Oeresund 之间的桥相谐美。因此, Lake Maracaibo 桥与 Golden Gate 桥,跨过 Firth of Forth 的桥, Brooklyn 桥和 Garabit 高架桥构成了一系列世界上最著名的桥梁。

另外, Lake Maracaibo 桥与跨过 Firth of Forth 的桥有共同之处。它们都是在技术僵持阶段,新的结构概念立刻被更有效的方案代替:经典的具有柔性塔楼和连续桥面的斜拉桥,宣布了 Morandi 的设计理念过时,就像经典悬索桥宣告了由于被 Fowler 和 Baker 设计的桥所鼓舞的成熟的桁架结构过时一样。但是,像跨过 Firth of Forth 上的桥,

Lake Maracaibo 桥被那些能够理解力的明显流动和那些对源于质量和结构形状的强度比较敏感的建筑师所欣赏。

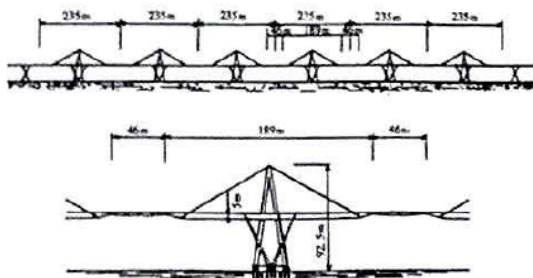


图1 Lake Maracaibo 桥的纵向模型

尽管如此, Riccardo Morandi 根据同样原理建造了几座桥: 在意大利靠近 Genoa 的 Polcevera 高架桥, 建于 1960 至 1964 年, 有三个桥塔和二一个主要斜拉跨度, 每跨度 280 米长。

在意大利的两个小桥, 诸如建于 1963 至 1967 年的在 Mogliana 跨过 Tevere 河上的桥, 它有一个桥塔, 和另一个建于 1971 至 1974 年的 Carpineto 高架桥, 它有两个桥塔。

在利比亚的 Wadi Kuf 桥, 建于 1965 至 1971 年, 有两个桥塔和 281 米长的主跨, 这是当时世界上最长的混凝土斜拉桥跨度, 直到 7 年后纪录才被打破。

遵循这些原理, 仅有一座桥是由另外一名工程师 Jean Courbon 设计的, 它是建在阿根廷 Rio Parana 河上的 Chaco Corrientes 桥, 竣工于 1973 年, 有两个塔楼和 245 米的中间跨度。

在谈到我们的主题之前, 我们可以回顾现代斜拉桥发展的一些主要方面。

多索斜拉桥发展的重要一步来自以较近的间隔悬挂桥面板的想法, 在 1967 年, 由 Helmut Hombergzai 设计建造了在德国伯恩的 Friedrich Ebert 桥。更进一步的发展是采用柔性桥面斜拉桥的概念, 它是由 Ulrich Finsterwalder 和 Fritz Leonhardt 提出, 并由 René Walther 发展, 在 1985 年建造了在瑞士的 Diepoldsau 桥, 和由 Jörg Schlaich 建于希腊的 Evripos 桥, 竣工于 1993 年, 作者在这个项目中为希腊政府的顾问。

近几年, 桥跨的长度得到了飞速的发展, 现在斜拉桥与悬索桥竞争跨度, 可达到 700 米和 1200 米之间, 甚至 1500 米。

法国 Normandie 桥的建设是在这个领域里的重要一步。作者在 Serviced, d'études techniques des routs et autoroutes (SETRA) 与几名设计人员和实验人员 (Sofresid, Sogelerg, Sece, Quadric, Onera 和 CSTB) 合作发展了设计, 作者从 Fritz Leonhardt 的讲课中 (他很早以前就声明建造跨度达到 1500 米的斜拉桥是可能的), 和从英国悬索桥的流线型获得灵感。混凝土部分的设计是由 GIE du Pont de Normandie 完成的 (包括七个主要签约者: Campeonon Bernard, Bouygues, Sogea, GTM, Dumetz, Quilery 和 Spie Batignolles), 中间跨度的钢结构是由 Monberg 和 Thorsen 以及 COWI 顾问公司的参加者设计的。Bilfinger Berger 和 Freyssinet 分别完成了基础部分、预应力和斜拉索部分的子合同。

自从 1999 年 5 月, Normandie 桥已不再是世界上跨度最长的斜拉桥, 这个记录属于日本的 Tatara 桥, 一座非常典雅的桥。以作者的观点, 这是所有日本桥中最典雅的桥。它表明如果可能的话, 斜拉桥可以既是极为有效的又是非常优美的。

大跨度斜拉桥的设计是由抵抗旋风动力的效果和空气动力学的稳定性所控制的。从英国的悬索桥和 Normandie 桥得到启发, 采用流线型的箱梁, 构成了解决这些问题的最佳技术方案。尽管造价多少高了一点, 作者考虑到这点也不得不采用短一点的跨度。它们的性能要比具有 I 字型梁的桥面好。为了达到可以接受的空气动力性能, 后者必须装有附属部件, 诸如减阻和缓冲装置, 这是通过它们的形状而得不到的性能。

在最近的十年, 拉索的振动已经影响到几个最主要的桥。如果不能更好地理解产生这种振动的现象, 这个问题不可能得到解决, 因为在某些方面仍然存在争论。一些拉索的振动可能是由于那些流线型不理想的桥面的有限位移造成的: 位移引进了钢索的激励参数。在某些情况下, 下雨会加速这种现象, 使振动达到警戒水平。

另一方面, 我们已经知道如何采取不同类型的防范措施来控制拉索的振动。为了消除风和雨所引起的振动, 可以成型导管便于雨水从钢索中流出 (如在日本的 Higashi Kobe 桥采用的)。一种更好的解决办法包括在导管上安装螺旋窄条以破坏激励的干扰, 这种方法不会增加过多的拉力

(如在 Normandier 桥上采用的),或者在导管上随机分布一系列的凹坑(如在 Tatara 桥上采用的)。另一种方法几乎适用于所有类型的拉索振动,包括在拉索上增加阻尼,在拉索接近桥面锚固处的较低位置或者在桥面锚固处安装不同类型的阻尼减振器。为了消除激振参数,最好的方法一般是将所有的拉索用卡具相互连接在一个平面内,以改变拉索在平面内的固有频率(竖向振动),并且使它们远离结构本身的固有频率。为了对整体阻尼做出贡献和避免将能量转换为另一种形式的振动,重要的是这些卡具要具备很大的内部阻尼,以及具有高的疲劳强度。总之,它更适用于大的或者非常大的跨度桥。

在拉索本身的设计方面已经取得了很大的进步,在 BBR 和 Fritz Leonhardt 的影响下,经历了从自锁式旋扭钢索到平行钢丝股索,最近采用的是平行预应力钢丝股索。在这个方面最新的发展是 1988 年 Freyssinet 采用的平行自动保护钢丝股索。由平行钢丝股组成的新式拉索有很好的抗腐蚀性能以及高强度、高抗疲劳性能。但是,如果考虑到所有的细节以及控制索振动必要的因素,那么我们必须谈到钢索系统而不仅仅是钢索了,现存的有关钢索的规范不是基于非常科学的方法,必须更新以适应于真正的目的和需要。

目前还没有考虑到用圆钢杆组成钢拉索,由于它们具有比较低的延性,对于弯曲应力的敏感性和较低的抗疲劳能力,在这里还不适用。

由于斜拉桥的新的发展,正日益增强对于更新规范的需要,由 Jacques Mathivat 提出的命名为外拱线桥,在日本非常流行。对于外拱线索,一些工程师采用与预应力筋同样的规范,因为应用它比应用斜拉索规范更方便,甚至于在日本对于外拱线索,已经采纳了一个中间的应力水平,这对于持续发展一种预应力钢股索的应用将是必要的,从内部预应力筋到钢索,经过了外部预应力筋和外拱线索,并且可能最终会结束由平行的预应力钢股做成的悬索。

二、关于多跨斜拉桥的特殊问题

典型的三跨斜拉桥,当荷载作用于主跨时将产生向下的挠度,因为在钢索中拉力的增加将导致两个桥塔向作用了荷载的桥跨方向变形(图

2)。支持边跨桥面的拉索仅承受有限的拉力变化,由于边跨桥面的刚性降低,在总体变形中边跨挠度向上。仅在靠近桥墩被锚固的后拉索(back cable),受到的拉力变化较大,由于它们在锚固端几乎被固定而不能产生与边跨中其它的拉索相同的变形,这些后拉索控制了桥塔向着受荷载跨的变形,并实际平衡着所有主跨中拉索的水平分力。

在边跨的后部拉索中拉力变化的分布不对称,在后拉索中拉力变化的范围较大,而其它拉索中拉力的变化范围较小,从而在桥塔中产生了较大的弯矩。为了减少弯矩,有必要在具有如此构形的桥塔顶端加强锚固,缩短后部相邻拉索之间的距离,可以减少由于在后拉索中拉力变化的集中而产生的弯矩。

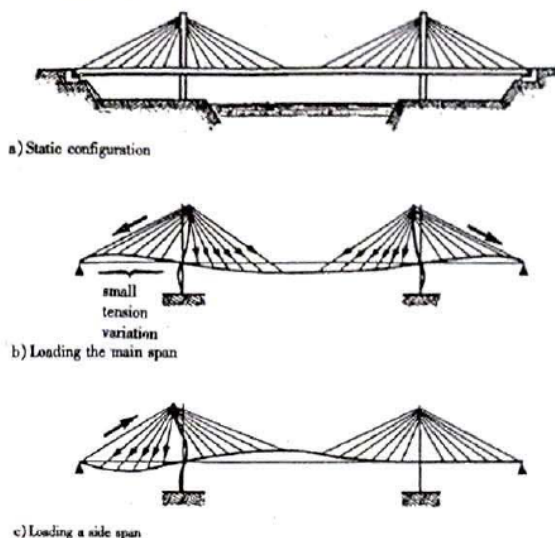


图2 典型三跨斜拉桥的结构性能

当荷载作用于边跨时,边跨产生向下的挠度并且使得支持边跨的所有拉索拉力增加,但后拉索除外。拉索中拉力的增加使得相邻的桥塔产生向着受荷载桥段的变形。这使后拉索中拉力减小并且使主跨产生向上的挠度。

显然,后拉索在这种类型桥的结构性能中扮演了特殊的角色,承受了更高的应力变化,因此更容易发展疲劳失效。

对于三跨斜拉桥,我们会看到相同类型的状况,这种桥只是在每边扩展了一个入口高架桥段,锚固在靠近斜拉段的端部支撑的拉索是后拉索。只要其中一个桥段稍微短一点以及后拉索锚固在靠近桥台的地方,它的结构性能与只有一个桥塔两跨的斜拉桥一样。

改善斜拉桥结构性能的典型技术是在边跨中提供中间支承(图3)。在德国这个概念发展迅速,并再生于法国的 Seyssel 桥的建造上,以及后来的 Normandie 桥。当荷载作用在主跨时,所有在边跨中的拉索都成为后拉索,这一事实不仅指那些锚固在支座附近的拉索或者中间桥墩的拉索,而且所有其它的拉索都是后拉索,其原因是在桥墩间的跨度较短从而将边跨中向上的挠度减少到很低的水平。结构的性能类似于边跨完全刚性并且所有的拉索在下面锚固。在这种情况下,桥塔的向主跨方向的变形减少,增加了拉索系统的作用。由于桥塔变形的减少,使得主跨向下的挠度也减少了。由于在来自于主跨的每一拉索之前,展示了有效的后拉索,这种解决方案间接的但是具有决定意义的优点是拉索的锚固可以分布在桥塔上更大的范围内而不会产生较大的弯矩。

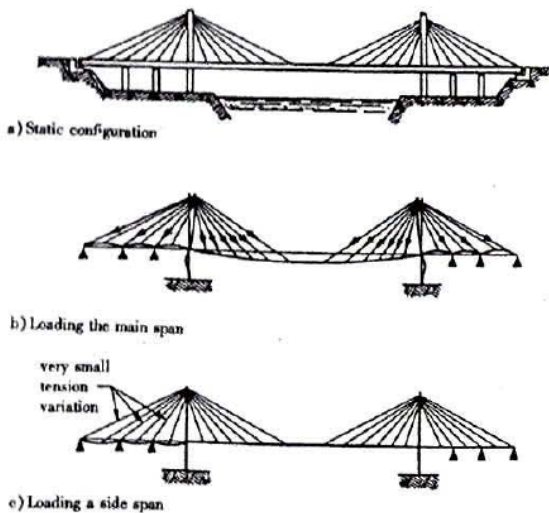


图3 在边跨中提供中间支承的斜拉桥的结构性能

另外,当边跨作用荷载时,对于拉索系统实际上没有影响,所有通过的荷载直接作用到中间桥墩上。因此锚固在支座附近的拉索受到的应力变化仅仅是以前的斜拉桥中的二分之一或三分之一。

对于仅有一个桥塔的斜拉桥,当中间桥墩被安置在较短跨时,如边跨,我们可以得到相似的结果。

相比之下,多跨斜拉桥的性能则完全不同,它受到与桥面、桥墩和桥塔的连接类型影响很大(当桥墩与桥塔是独立的结构时,桥墩在桥面下面,桥塔在桥面上面;当桥墩与桥塔是一个连续的

结构时,它们组成塔楼)。

我们首先研究带有塔楼结构的桥,它的设计与上述讨论的典型三跨斜拉桥非常相似。

当荷载作用于一跨时,该跨产生向下的挠度,支持该跨的拉索拉力增加,由于拉力的增加,邻近的塔楼产生向加载跨的变形。同时邻跨产生向上的挠度,使得邻跨中另外一个塔楼产生相反方向的变形(图4),这种总体变形仅由桥面和塔楼的刚度所决定。这里没有后拉索效果限制挠度和变形,以及改善拉索系统的性能。

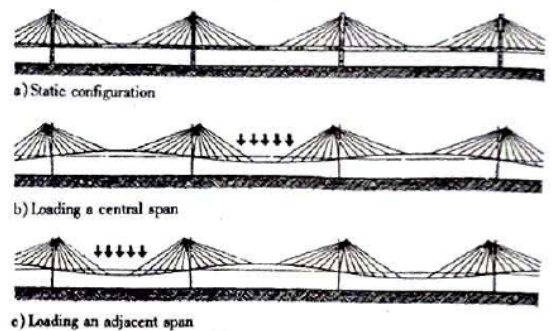


图4

如果荷载作用在邻跨之一,该跨将产生向下的挠度,桥面和塔楼产生和前面荷载作用情况相反的变形,这就意味着每个结构构件会作用较大的弯矩,沿着一个方向和另外方向,导致高的应力变化。

一种甚至更坏的情况会出现,由连续桥面与桥塔刚性连接构成的结构,桥面仅由单线桥墩支承。当荷载作用于一跨时,它产生向下的挠度,由于在支持受荷载跨的拉索中,几乎没有拉力变化(图5),但此时两侧桥塔几乎自由转动。仅仅由桥面的刚性平衡荷载作用,而斜拉系统对于控制变形和弯矩的影响非常有限,斜拉索仅仅用于平衡永久荷载、自重和设备的重量。

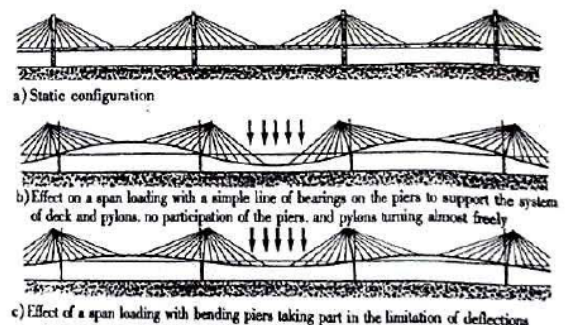


图5

以上两个例子展示了多跨斜拉桥的基本问

题;如何有效地、经济地和美观地控制由活荷载产生的弯矩和挠度。然而,它们也表明对于桥墩刚性所带来的好处的主要兴趣。

最好的解决方案是设计相当刚性的塔楼。楼面从中穿过,或者桥面在桥墩和桥塔之间采用刚性连接。通过传递一部分的弯曲效应给塔楼,桥面与塔楼之间的刚性连接增加了结构的有效性。但是,由此带来一个新的问题:结构系统必须考虑由于温度、混凝土徐变和收缩引起的桥面长度的变化,以及安装合拢后由于预应力而产生的结构缩短。

三、Riccardo Morandi 解决方案

由 Riccardo Morandi 发展的结构系统完美地解决了以上问题。塔楼刚度极大,沿纵向采用倒V型,可以独立平衡非对称活荷载的影响。安装斜支撑以支承塔楼每一侧的桥面,在悬臂端仅当拉索被集中到一个支撑上时才需要。当现代斜拉桥的发展采用均匀分布的钢索布置时,这些斜支撑是不需要的。在悬臂梁之间的次梁段允许桥面长度自由变化。

这种结构系统的缺点是它的造价高(是由于结构的复杂性以及对于不同建造技术所需的建筑设备的多样性造成的),和不同结构构件需要的大体积混凝土,以及大量的伸缩缝以限制了使用者的舒适度,并需要经常地和昂贵的维护。

综上所述,Lake Maracaibo 桥是在 20 世纪中最重要的桥梁建筑之一,它的设计完美地适用于此项工程的技术需求,以及当时的建造技术和设计思想。我们可以想象对于 Riccardo Morandi 有如此影响的巨大成功,以至于他很难再发展新的概念,甚至当他设计三跨的斜拉桥时,他的系统是不必要的复杂化了。仅在他晚年时,他才能够设计更加经典,更加有效,而且更能与世界潮流保持一致的斜拉桥。

一些设计者从 Riccardo Morandi 的设计中得到启发,也设计了几座多跨斜拉桥,但是都还没有建成。

在 1967 年,Ulrich Finsterwalder 提出了丹麦的 Great Belt 桥一系列跨度为 350 米长的方案。桥面非常长,仅是钢筋混凝土预应力板与刚度非常大的塔楼刚性连接,在中间跨有一条伸缩缝。

桥墩沿纵向被分成两个柱子允许桥板面的长度变化。因此,没有必要在每跨都设置伸缩缝(图 6)。

在 1966 至 1968 年间,Fritz Leonhardt 提出了在印度 Allahabad 设计跨过 Ganges 河桥的方案,该桥由多个主跨构成,每跨长为 159 米;桥全长大约 4 公里。塔楼刚度非常大,桥塔沿纵向呈倒 V 字型,由两个柱子组成,每个都是桥塔下面的一条腿(图 7)。次梁安装在斜拉悬臂梁之间,允许非常细长桥面的长度自由变化。

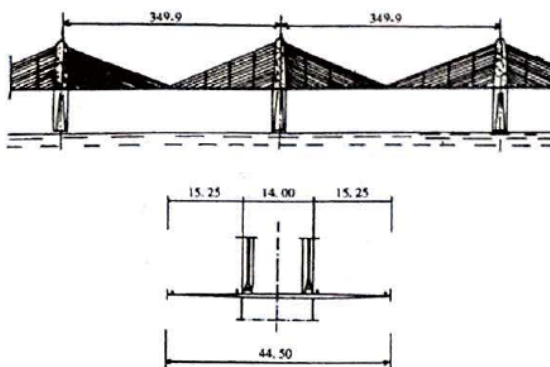


图 6 Finsterwalder 项目的 Great Belt 桥(1967)

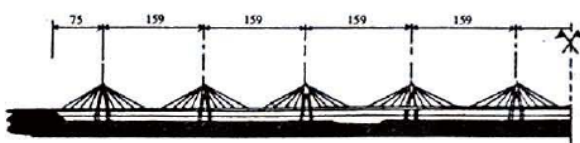


图 7 Leonhardt 项目的跨过 Ganges 河的桥(1968)

最近,承造商 Grands Travaux de Marseille (GTM) 设计了三个项目,与 Finsterwalder 和 Leonhardt 设计的相比,前两个没有更多的进步。

第一个由 SOFRESID 和 Jean - Claude Foucriat 设计,是在 80 年代初跨越英国与法国之间英吉利海峡项目的一部分。在海峡的每侧都有一座很长的桥,做为进入离岸结构的引桥,这种结构是用螺旋式坡道引导到穿过海峡中部的遂道。两座桥的每一座都是由一系列的斜拉悬臂梁组成;桥面是矩形正交的箱梁,沿纵向和横向完全由锚固在一个倒 V 字形的钢桥塔上的拉索悬吊着。悬臂梁是预制的,由一个重型浮式起重机将其安装在对应桥墩的顶部并且连接起来。采用 60 米长的短次梁连接相邻的悬臂梁,组成一系列长为 500 米跨度的桥段(图 8)。

这个方案是直接来自 Morandi 的设计中得到启发的,并且成为 Rion—Antirion 设计方案的先驱,它是最早企图发展重型预制构件的方案之一,特

别是在 Ballast Nedam 影响下,这项技术日后得到了广泛的运用,例如 Bahrain Coastway, Great Belt West 桥,英国的第二座 Severn 跨越桥,和加拿大的 Confederation 桥,它打开了通向 Prince Edward 岛的大门,以及 Oeresund 桥。

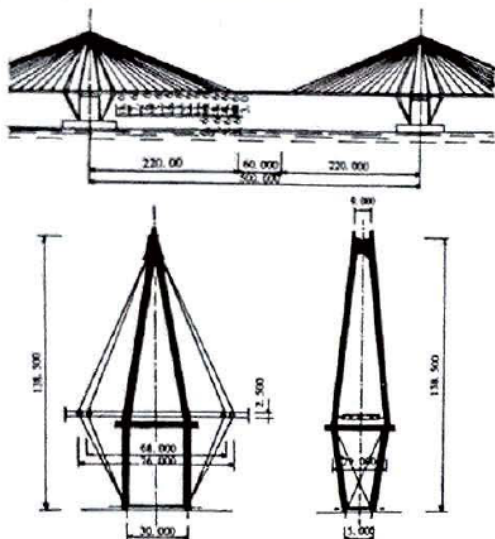


图8 GTM 和 SOFRESID 项目的海峡大桥

第二个方案也是直接从前面的方案中得到启发,只是采用了更小的跨度,是在1986年为 Ré 岛桥设计竞赛与 Campenon Bernard 合作设计的。同前面的方案一样,该桥完全是由预应力混凝土悬臂梁组成。悬吊的细长桥面与刚性的纵向和横向呈倒 V 字型的桥塔刚性连接,用浮式起重机安装在相应的桥墩上(图9)。该桥跨度仅为 140 米,悬臂梁被直接在中间跨连结起来,有一条伸缩缝。由 Jean Muller 设计的桥面截面,采用以薄肋加强的多层梁形状。利用降低人行道高度以产生抗弯惯性矩。作者再次运用这个原理对在法国 Chalon-sur-saône 的 Burgundy 桥进行了修正和改进。

GTM 复原了 Riccardo Morandi 的思想及其在海峡项目中的应用,在 80 年代后期发展了希腊 Rion - Antirion 桥的初步设计。Jean Paul Teyssandier 和 Yves Maury 小组设计了四个大的斜拉悬臂梁,每一个都被一个大的离岸沉箱支承,同时沉箱还充当基础和桥墩。在两个悬臂梁之间安装 50 米长的次梁以完成全跨连接(图10)。每个悬臂梁由桥塔伸出,桥塔由四个渐缩形的支腿组成,纵向和横向呈倒 V 字型的,复合桥面与桥塔刚性连接,并且通过拉索由桥塔支承。三个主跨的每一跨有 560 米长,有两个 255 米长的主悬臂梁和

一个次梁组成,边跨也有一个 255 米长的悬臂梁和一个 50 米长的次梁,以连接桥台(高架桥台)。

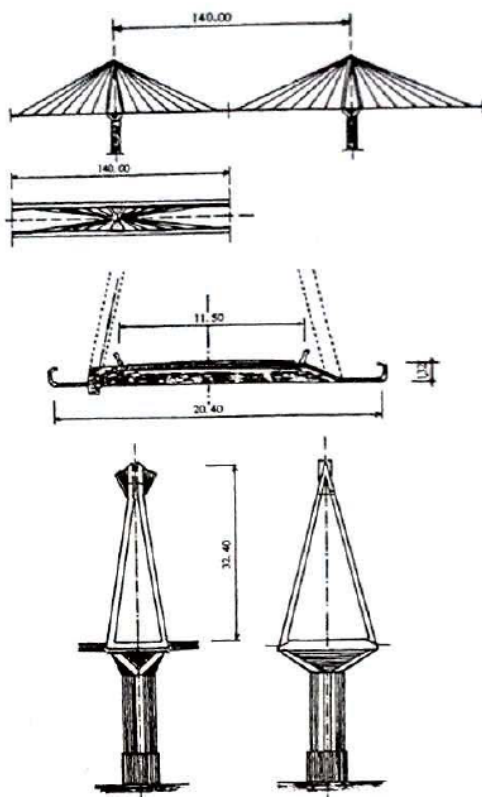


图9 由 Campenon Bernard 和 GTM 设计的 R 岛桥(1986)

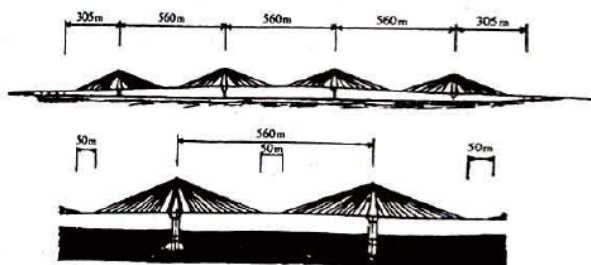


图10 由 GTM 和 Ingerop 的 Rion - Antirion 桥的初步设计(1988)

该桥与 Morandi 设计相比,仅有一点不同:悬臂梁(与它们的桥塔)与下面的桥墩连接不是采用刚性方案,相反地为了控制地震力,通过一系列滑动支承将悬臂梁坐落在桥墩上,在地震中,通过水平阻尼系统限制纵向和横向的位移。下面将解释这个初步方案如何改进并消除了由于大量伸缩缝产生的不利因素、由于荷载及拉索在悬臂梁端的集中而产生的弯矩、次梁的大位移,以及在约束区域内一大批需要特别设计和安装的阻尼器而带来的复杂性。

四、不同类型的解决方案

除了 Morandi 的设计,还发展了一些其它的解决方案。这一节将回顾一些最有价值的方案,尽管有些从美学的观点或者从结构的观点看来并不典雅(图 11)。为了关注减少由于活荷载而产生的弯矩,将忽略有关桥面长度的变化。这里将不考虑桥塔的设计——轴向或者横向桥塔(在桥面板每一侧有一个),因为与活荷载的平衡相比,它与长度的变化更密切相关。

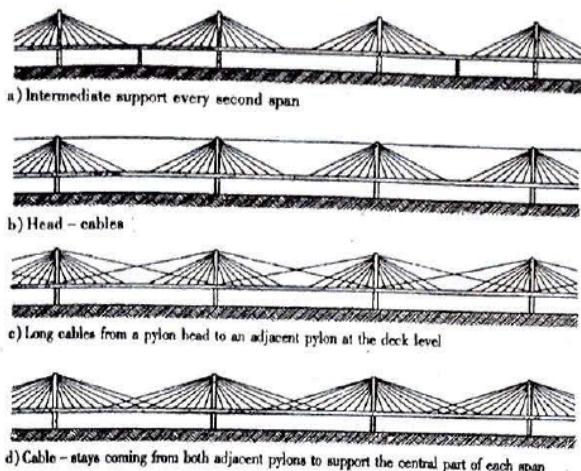


图 11 某些多少可以接受的加强多跨斜拉桥的方案

第一种解决方案包括在每隔一跨加一个中间支承。这是一个采用在有两个或三个主跨的悬索桥上的经典方案。一些著名的例子是,诸如美国的 Oakland Bay 的两座悬索桥,日本的 Honshu - Shikoku 项目的 Kojima - Sakaide 路上的两座悬索桥,和日本在 Onomichi - Imabari 路上跨过 Kurushima Straights 的三座悬索桥。

建造这种中间桥墩并不是在每种情况下都是可行的,并且作者认为这种解决方案在多跨斜拉桥的设计中是最不典雅的。幸运的是,到目前为止还没有人敢于采用此方案。

第二种解决方案也是从悬索桥得到的启发。为了减少桥塔产生向着受荷载跨的弯曲变形,将桥塔顶端用钢索连接起来。在 19 世纪和 20 世纪的上半叶,在法国建造的几座多跨悬索桥采用了顶部钢索,例如 Sully - sur - Loire 桥(该桥倒塌于 1985 年 1 月的特别寒冷的一天)以及 Chateaufort - sur - Loire、Langeais 和 Mas d'Agenais 等桥。

这种解决方案可以应用于多跨斜拉桥,但是与悬索桥相比可能效率较低,因为斜拉桥的刚度更大些,由顶部钢索提供的附加刚度是非常有限的。另外,与悬索桥相比,系统看上去十分不美

观,由于这条新索的引入与斜拉索非常相似的倾斜不协调,因此破坏了传统斜拉桥的结构简单性,并且产生了某些矛盾。仅有一个方案受此概念的启发,即是赢得在英国 Poole Harbour 桥设计竞赛的方案之一,它的建造还没有确定下来。

除了沿着每一跨从塔楼到跨中的典型斜拉索分布之外,第三种解决方案是采用长的稳固钢索,这种钢索一端锚固在桥塔顶部,另一端固定在相邻桥塔的桥面部位。这些稳固钢索也在结构上增加了一条新线,因此破坏了传统斜拉索的和谐分布。

在设计香港的 Ting Kau 桥时, Jörg Schlaich 和 Rudolf Bergemann 采用了这个方案(图 12)。因为该桥只有三个塔楼,仅中间塔楼需要这种钢索稳定,通过典型支承,复合双层桥面横向搁置在从轴向塔楼伸出的悬臂梁上,因此长度可以自由地变化。

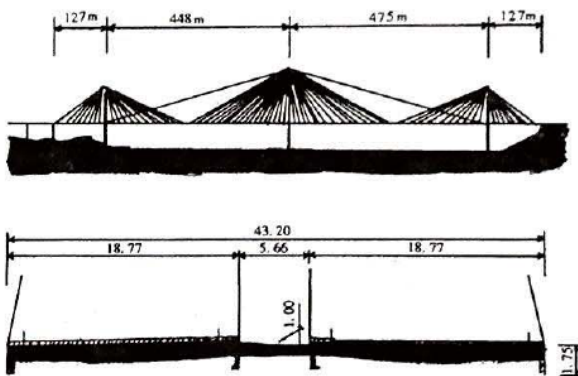


图 12 Ting Kau 桥略图

人们可能会想到改进这个方案,通过从每一桥塔传统拉索的布置,将最外边的一些拉索锚固在超过跨中的地方,因此,桥跨的中间部分由来自两侧桥塔的交叉索同时支承着,这可能只是在桥面刚度非常大的情况下才有效,因为桥跨中间段的重量必须在两个桥塔上的拉索之间分配。

实际上,在 1971 年当 Fritz Leonhardt 和 Jörg Schlaich 设计在 Ganges 河上的 Patna 桥时,这种方案已有雏形(图 13)。从 Allahabad 方案的教训中,他们决定将每个第二跨的跨度减少 20% (相应的跨度分别成为 L 和 $0.8L$),并且在短跨上安装交叉稳固钢索,在主跨(即每个第二跨上)的伸缩缝处可以发展长度变化;而伸缩缝的设计不但传递弯矩,还传递剪力,这一点我们后面会看到。主跨大约 200 米长,而整座桥大约 4 公里长。

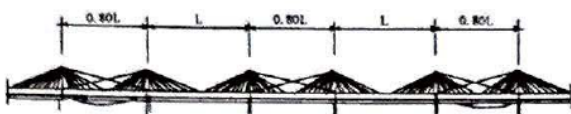


图 13 跨过 Ganges 河的 Patna 桥

Jörg Schlaich 参与了 Allahabad 和 Patna 项目,在 1990 年连接 Prince Edward 岛的设计竞赛中,他再次采用了这一概念,另外扩展了大型预制构件的应用(图 14)。相应的跨度有 220 米和 180 米长,用稳固钢索交叉于短跨中;安装在长跨上的短次梁仅 20 米长以允许长度自由变化。这个方案采用 380 米长预制构件,包括一个短跨和它的两个桥塔,斜拉索和稳固钢索,以及作为后来组成邻近更长跨的两个长悬臂梁;在将它们安装在桥墩上之后,相邻构件的合拢由次梁完成。

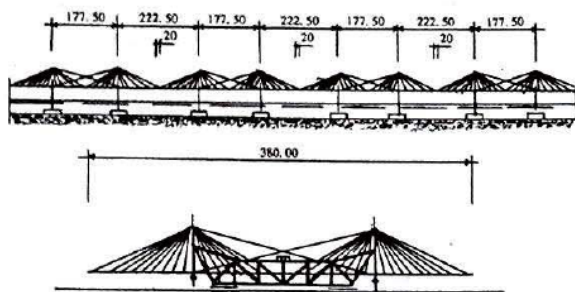


图 14 Chlaich 和 Bergermann 为 Prince Edward 岛桥提出的斜拉桥方案

我们将以 Macau 桥结束本节,它是由 Jose Luis Cancio Martins 设计,与 Jörg Schlaich 合作,从这一概念中得到启示的设计。它有两个长 112 米的主跨;还有两个塔楼及在两个长跨之间的一个短跨,它的性能就像两个独立的斜拉桥,因此不能构成真正意义上的多跨斜拉桥(图 15),它竣工于 1994 年。

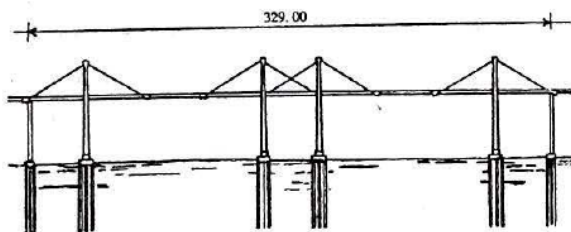


图 15 纵向观察的 Macau 桥

五、结构构件之间刚度的分布

为了平衡由不对称活载产生的弯矩作用和限制挠度,最好的解决办法和最美观的设计是把刚度分布在不同的结构构件上(桥面、桥墩和桥

塔)。从一个极端到另外一个极端,我们对几个设计方案进行比较(图 16)。

——具有足够高刚度的桥面,以抵抗由活载产生的弯矩,这个解决方案只适用于跨度较小或适中的斜拉桥。

——具有高弯曲刚度的桥塔,例如具有纵向倒 V 字型的桥塔。在下面的桥墩上有一个弯矩传递装置以限制桥面的转动程度。在这种情况下,细长和柔性的桥面是可行的。

——刚度分布在所有结构构件、桥面和塔楼上。

(a) 刚性桥面,与桥面和桥墩之间可能的不同形式的连接(刚性连接,两条线支承或者一条线)

(b) 中间方案,在桥面、桥墩和桥塔之间分配刚度

(c) 刚性桥塔和柔性桥面,在桥塔和桥墩之间传递弯矩(刚性连接或者两条线支承)

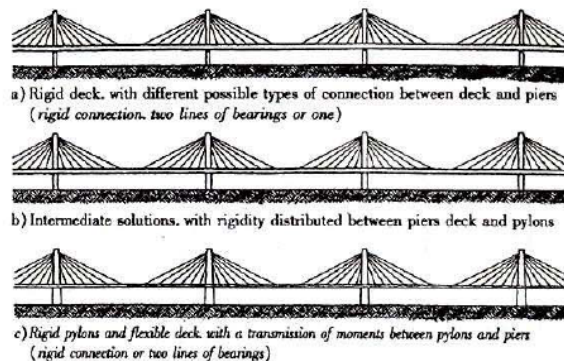


图 16 在桥面和塔楼之间分配刚度,从非常刚性的桥面和“经典”的塔楼,到细长的桥面和刚性塔楼。

综上所述,结构设计必须允许合拢后的桥面长度能够伸缩,满足由于沿全跨连续预应力张拉施工、混凝土徐变和合拢后产生的收缩,以及温度变化引起的伸缩变形。所有的实际解决方案将在下面的分析中逐一分析。

第一个解决方案是给予桥面很高的抗弯惯性模量,足以平衡由不对称活荷载产生的弯矩(图 17)。桥塔具有类似于传统斜拉桥的抗弯惯性模量,并且与桥面刚性连接。桥塔和桥面组成的结构由下面的桥墩支承,通过单线支承在每一桥墩上。如果荷载非常有限,这些支承可以采用传统的聚氯丁橡胶支承,但是通常我们采用的是点支承。根据桥墩和基础的柔韧性以及跨度,在二个

或三个中间支承上,可以采用固定支承,但是在最外端桥墩上需要采用滑动支承以允许长度自由变化。

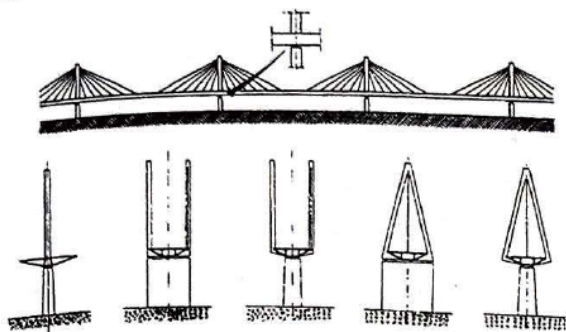


图17 桥塔刚性连接桥面,具有很高的抗弯惯性矩,通过单线支承搁置在下面的桥墩上(对于相当短跨)

这个解决方案适用于轴向和横向的悬吊支承,但是仅应用于短的或中等跨度的桥。对于长的或者非常长跨度的桥,桥面单独的抗弯刚度不能够平衡不对称的活荷载。

根据这些原理,已经建造了三座桥。由于它们的跨度有限,尽管它们的技术改进非常重要,但是几乎没有引起人们的注意。

第一座桥是台湾的 Kwang Fu 桥,由 T. Y. Lin (林同炎)设计,竣工于 1978 年(图 18)。它有三个桥塔和两个长 134 米的主跨,桥面由预制构件和传统形状的预应力混凝土梁组成,安装在临时支承上并且通过纵向的连接构件,横梁和现浇板连接。外面两端桥墩上的桥塔,用传统的后拉索方式稳定,但边跨比一般跨稍微长了一点。仅中间桥塔通过控制桥面的抗弯模量来承受由于不对称活载产生的重要转动。结构每一侧的桥塔和拉索在同一竖向平面内(横向支承)。

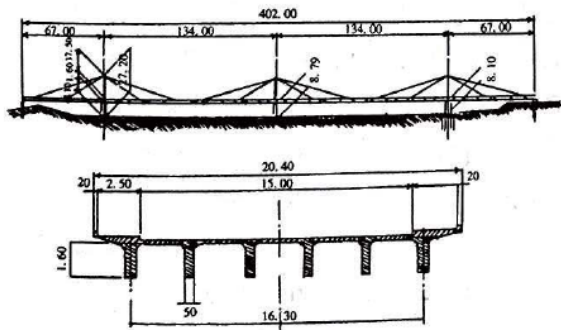


图18 纵向观察的台湾 Kwang Fu 桥和其横断面

第二个例子是西班牙的 Colindres 桥,竣工于 1993 年。它也有三个桥塔和两个长 125 米的斜拉主跨,象前面台湾的桥一样,最外两端的桥塔由

后拉索稳定,仅由中间的桥塔通过控制桥面的抗弯模量来承受由不对称活载产生的运动。桥塔和拉索都是在轴向内。

第三座也是最美观的桥是西班牙的 Arena 高架桥,由 Juan Jose Arenas 设计,竣工于 1993 年(图 19)。它是一座真正意义上的多跨斜拉桥,因为它有六个桥塔和五个长 105 米的主跨,相对较短的跨度限制了弯曲问题,桥面的抗弯模量很容易地平衡了不对称活载产生的作用。S 形路线的设计增加了桥的美观。

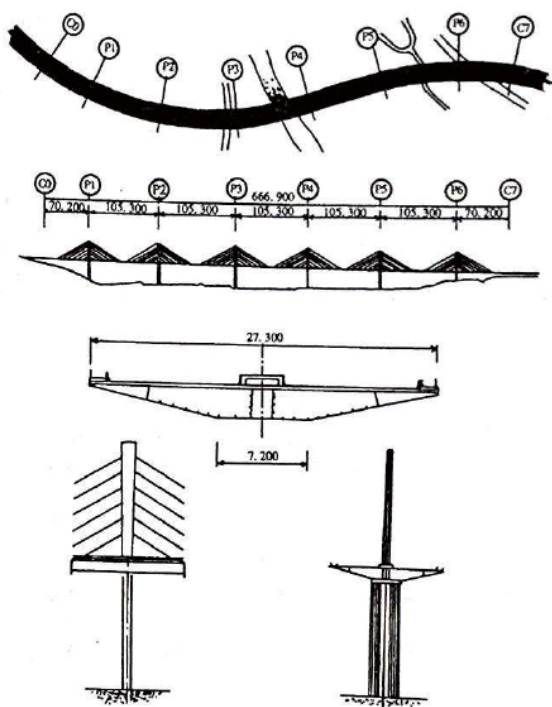


图19 Arena 高架桥略图

为了改进系统,桥墩和桥塔必须对整体刚度有所贡献。最简单的解决办法是采用以前的设计,即桥具有相对刚性的桥面,和在其上面与之连接的相对刚性的桥塔。但是,桥面和桥塔结构由桥墩通过两条线支撑支承着(图 20)。大多数这些支承可以采用传统的聚氯丁橡胶支承,但是更一般的特别是对于荷载较大时采用的是点支承,固定在两个或三个中间桥墩上,其余的采用滑动支承。

然而,这个方案并没有完全解决桥面长度的变化问题。首先,如果竖向荷载非常大(如大跨度的桥),由于滑动支座的摩擦将导致在桥墩顶部产生很大的水平力(在计算中采用至少 2-3% 的摩擦系数是必要的)。如果桥墩较高或者非常

高,这可能是被禁用的。另外一个重要问题是桥面(或桥塔)相对于桥墩的位移,可以很容易的得到解决。由于来自滑动支承(固定在桥墩上)的反力,它相对于桥面位移达数十厘米,在设计时必须考虑到这些相对位移。在桥面中,必须考虑在支撑和加强件的上面设计横梁。另外,尽管实际的重要性有限,预先估计支撑和桥面的相对移动是不可能的;因为它们仅由滑动支座的摩擦决定,不可能直接估计出来,滑动位移是非线性和不可逆的。仅在摩擦系数值,整个荷载作用历史和长度变化(温度、混凝土徐变和收缩等)确定以后,这些位移方可计算出来。如果相对位移可能非常之大(对于大跨度桥约0.5米),也必须非常注意桥墩和桥面的形状以避免中心的偏置。这些原因解释了为什么作者在设计法国的 Millau 高架桥(将在下面展示)时没有考虑这个方案,尽管两组线滑动支座搁置在相对强的桥墩上,看起来似乎是可行的设计方案。

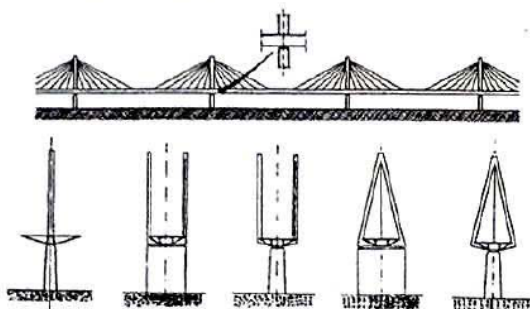


图 20

另外一个极为有趣的解决方案是在桥墩上搁置两条线支承;桥墩由两个平行的柱子组成,并且在纵向的相互距离相对较小。在 19 世纪 60 年代初期,为了建造法国的 Choisy-le-Roi 和 Courbevoie 桥,由 Jacques Mathivat 提出,两个平行细长柱组成的桥墩非常有效地控制着弯曲转动,并且使桥面与桥墩产生几乎是刚性的连接。然而,如果柱子是单独柔性的,也使桥面的纵向位移几乎是自由的。

事实上,将多跨斜拉桥的桥面设计成相对柔性桥面,并与上面的刚性桥塔以及下面由两个平行柔性柱子组成的桥墩刚性连接是可行的(图 21)。然而,桥的长度被最外两端桥墩所能承受的纵向位移所限制,如它们通常较短因此刚度较大。

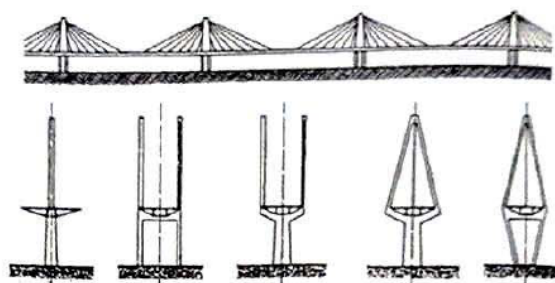


图 21 塔楼在桥面上部具有刚性的更高部分(桥塔)和下部分成双柱,并且与桥面刚性连接

这个解决方案很快就得到认同,Finsterwalder 设计的 Great Belt 桥就采用了双柱组成的桥墩和上部刚性桥塔方案,像 Leonhardt 设计的 Ganges 桥一样(见上面)。然而,以上两个项目在一些桥跨上都设有伸缩缝以允许桥面纵向运动。

在另外一个项目中采用了这个解决方案,即 1972 年在丹麦跨越 Samsøbelt 的桥,但是采用了连续桥面。该桥有三个桥塔,四个桥跨分别是 264、624、624、264 米长。最外两端的桥塔由传统的后拉索稳固,唯一的中间桥塔不得不设计得高度刚性。由双柔性柱组成的桥墩允许桥的长度自由变化,这样设计的重要性在于使最外两端的桥塔相对比较适度,仅承担 624 米的伸缩长度。遗憾的是,这个方案和上面两个方案相比,没有多大的进步。

在一个完全不同的设计方案中,桥面被伸缩缝分割,但是在跨中横截面上没有采用传统的使结构过度柔性的铰接。这个设计原理包括通过连接处的桥面上,即在一跨或几跨的跨中横截面上,引入连接梁使得弯矩连续(图 22)。这种连接梁必须采用钢结构以减少尺寸和重量,在每两个悬臂梁的连接处,它有两组支撑线支承着上面和下面结构。连接梁的一端固定在两个悬臂梁的其中之一上,另一端与另一个悬臂梁滑动连接。在法国的 Rogerville 高架桥, Jean Muller 发展了这种类型的一个系统,采用传统的预应力混凝土箱梁桥墩的非逻辑结构设计,使得这种方案成为十分必要。T. Y. Lin International 采用了类似的概念设计了美国的新 Benicia Martinez 桥,该桥正在施工中,采用了传统预应力混凝土分段预制的箱梁这样一种解决方案的可行性在于仅在桥面,即预制的箱梁,有足够大的尺寸能够容纳连接梁,以及从开始设计时就考虑到了相应的约束情况。

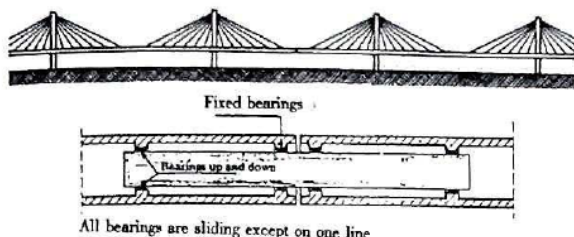


图22 刚性塔楼在一些跨度上刚性连接有伸缩缝的桥面,安装连接梁通过连接点传递弯矩

另外一种解决方案是将桥面与桥塔完全分开。桥塔由桥墩直接伸出并与之构成塔楼(图23)。当塔楼由两个柱子组成,在桥面的一边一个时,这个解决方案是极为实际的。也可以预见采用通过桥面的轴向桥塔,在孔洞中留出足够的宽度以允许可能的相对运动。通过塔楼的桥面由支撑支撑着,采用固定还是滑动支撑取决于它们在塔楼中的位置。当塔楼是门型结构时,这些支撑安装在横梁上,或者如果轴向桥塔扩展到桥墩,通过的桥面可以直接安装在桥墩上。

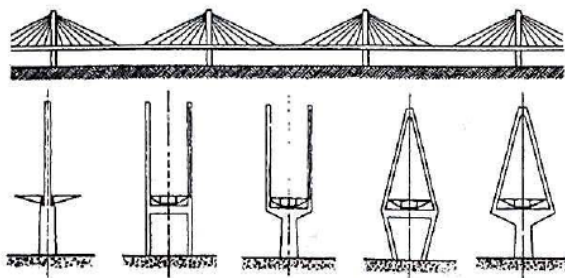


图23 独立于刚性塔楼的桥面

在这种设计方案中,长度变化并不受塔楼刚性的限制,而两个主要问题是由不对称活荷载产生的弯矩和桥面的长度变化,它们是完全分开的问题。另一方面,桥面向桥墩(塔楼的下面部分)传递的荷载非常小,因为它仅限于自重和相应于靠近塔楼的桥面的那部分荷载。绝大部分的荷载通过钢索传递到塔楼顶部,然后直接通过塔楼传到基础,而与桥面没有任何关系,滑动支座的摩擦因此受到限制,不会在塔楼中生成大的弯矩。

由于此原因,这一个极为有效的解决方案被应用于墨西哥的 Mezcala 桥。该桥竣工于1993年,有三个塔楼和两个长312米的主跨(图24)。由于场地的条件,两边由传统后拉索稳固的桥塔比中间的桥塔短。组合桥面从塔楼的两条腿中间自由地穿过,简单地支承在构成每一塔楼下面部分的桥墩上,该桥和 Ting Kau 桥是目前仅有的两

座多个长跨斜拉桥的例子。

这个解决方案的唯一缺陷是缺乏美观,塔楼的两个柱子组成的结构给人以相当短粗的感觉,两个柱子之间的上部横梁和在桥面下部的宽桥墩并没有改善美观,在结构的每一边这些桥墩采用侧向伸出部分支承柱子。这就是作者当设计 Millau 高架桥时选择轴向桥塔和斜拉索的原因。

为了美观,Ting Kau 桥采用了长度自由变化和轴向桥塔,桥面由两个平行的组合结构组成,每一个包括二根 I 型钢梁和一块钢筋混凝土长顶板,由一系列横钢梁连结,这些横钢梁伸进桥面作为楼板梁。轴向的桥塔安装在两个桥面之间的空余地方,并通过四组平面钢索来支撑它们,双桥面仅由从桥塔伸出的横向牛腿支撑着,因此长度变化是自由的,仅受摩擦力的限制,传到牛腿的荷载非常小。无论如何,由于横向的斜拉系统而增加了桥塔的强度。

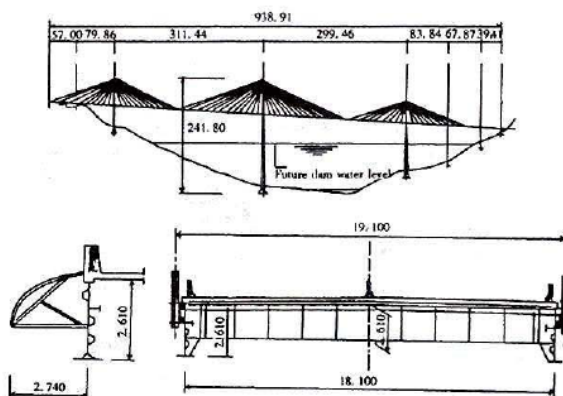


图24 纵向观察的 Mezcala 桥横断面

最后一组方案直接导致了一个全部悬挂的新概念。1978年在建造美国的 Pasco - Kennewick 的传统斜拉桥时,Fritz Leonhardt 发展了这个设计概念,并于1986年,Peter Taylor 在设计加拿大靠近温哥华的 Alex Frazer 桥时再次应用。这个概念特别适用于多跨斜拉桥,它允许桥面沿纵向完全的自由移动,仅受由于移动而在拉索中产生的应力变化的限制,与塔楼的刚度没有任何直接关系。因此,由于温度、混凝土收缩和徐变引起的长度变化完全自由(图25)。

这种有效的解决方案是1986年由承建商 Bouygues 在竞标 Ré 岛桥时提出的,Pierre Richard 有建设该桥的想法,它大约有2.8公里长,由一系列跨度为210米的斜拉段组成。桥面是连续的,

从一跨的末端到另一跨,完全由它所穿过的塔楼所悬挂(图26)。遗憾的是,就在刚刚成功地建造好科威特的 Bubiyan 桥之后,和刚刚开始建造法国阿尔卑山的 Syllans 和 Glacières 高架桥时, Pierre Richard 设计了三维预应力混凝土的桁架桥面,其方案因造价高昂而被取消。

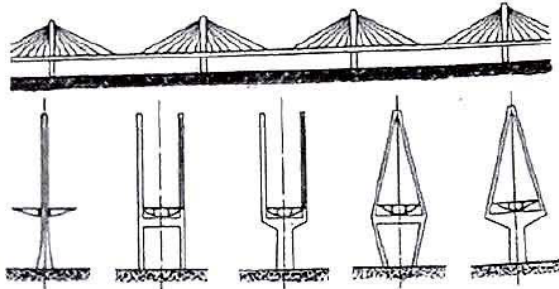


图25 刚性塔楼与悬挂的桥面完全独立

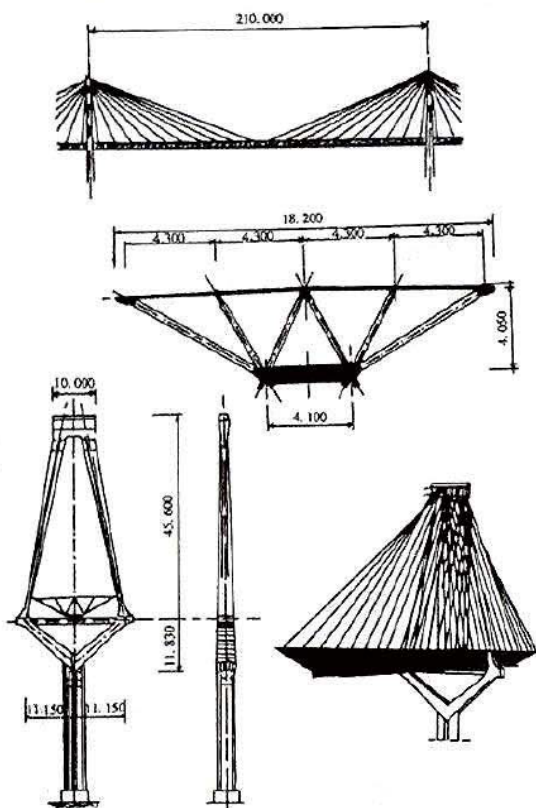


图26 Ré 岛桥的 Bouygues 方案略图

因为具有高抗弯模量的桥面轻易地平衡了不对称活荷载产生的弯矩,所以塔楼是相对较柔细。刚度更大的塔楼,不必费用更高,能够允许细长的桥面,从而使造价比前一种方案降低,完全悬索使桥面完全自由伸缩,如下面所展示的,从这个项目中得到的灵感发展了 Rion—Antirion 桥的设计。

六、力的简单计算

在东京的一次会议上, Jean Schmitt 给出了一

个非常简单的方法估算多跨斜拉桥的受力。考虑到桥面是非常柔性的,当分析荷载的整体平衡时,我们可以忽略桥面中的弯矩。我们可以将他的方法延伸,假设桥面的纵向变形与由于桥塔或者塔楼中的弯矩作用而产生的水平挠度相比非常小,即使桥塔或塔楼的刚度非常大。

为简单起见,我们假定桥面水平,当它有一些倾斜时很容易地引入修正。

作用在悬臂梁臂上的均布荷载直接由斜拉索力的竖向分量平衡(图27);考虑到所有作用在悬臂上的力,由“平均”钢索的拉力平衡:

$$T = \frac{qL}{2\sin\alpha}$$

其中 L 是跨度, α 是平均斜拉索的倾角。因此,塔楼或者桥塔受到的水平力给出为:

$$F = T\cos\alpha = \frac{qL}{2\operatorname{tg}\alpha}$$

最后:

$$F = \frac{qL^2}{8h} \quad (1)$$

其中 h 是“平均”钢索在桥面和桥塔或塔楼之间的竖向距离。

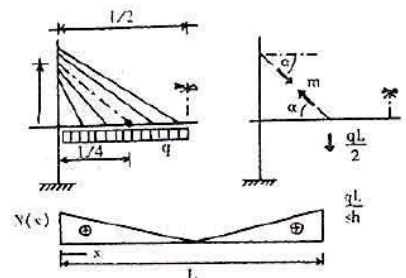


图27 在加载跨上荷载和力的分布

作为一个近似值,和由跨中横截面的法向力值给出的未知的超静定效果,由于荷载引起的桥面压力变化是从跨中横截面的0到靠近桥塔或塔楼处的 $qL^2/8h$ 。

当分析一个多跨斜拉桥上恒荷载的效果时,由于对称性,桥塔或者塔楼仅承受压力。在桥塔或者塔楼中,因桥面自重产生的法向力等于 pL , 其中 p 是桥面每单位长度的重量(包括设备);由于每个桥塔或塔楼的两侧悬臂梁自重而引起的水平力被平衡了,在桥面中的法向力变化近似地从跨中的0到桥塔或塔楼处的 $qL^2/8h$;这取决于桥面与桥塔或塔楼的连结类型,仅有施工因素(如果可能,包括预应力)、温度变化、混凝土徐变和

收缩能够改变压力的这种分布。

对于活荷载情况则完全不同:在满跨均布荷载情况下,桥面完全由塔楼悬挂,或者通过氯丁橡胶或者滑动支座搁置在所有的塔楼上,如图28所示。两边加载跨作用于塔楼上的水平力等于 $qL^2/8h$; 因为连接的类型,没有其它(重要)的力可能从桥面传来,这些塔楼在其底部承受一个线性变化的弯矩,其数值为:

$$M(0) = \frac{qL^2(H+h)}{8h} \quad (2)$$

其中 H 为桥面以下塔楼的高度。

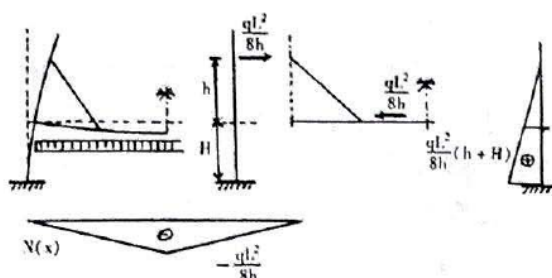


图28 满跨活荷载,桥面完全悬挂在塔楼上

由于桥面没有受到从塔楼通过支承传来的(重要)水平力,在塔楼处由活荷载产生的法向力等于0;在加载跨产生了超静定效果,并且在加载跨跨中横截面上的法向力是拉力,给出为:

$$N\left(\frac{L}{2}\right) = -\frac{qL^2}{8h} \quad (3)$$

导致了由这些活荷载产生的法向力的有效分布。

如果桥面与典型的塔楼刚性连接,或者由固定支座与典型的塔楼连接,情况则完全不同:在加载跨及其邻近塔楼形成框架效应(图29)。为简单起见,假设桥面以下的塔楼有相同的高度,由于对称,在桥面高度处桥塔的水平位移为0,并且基于桥面的纵向变形与塔楼的水平位移相比非常小的事实。在桥面高度处反力 R 平衡了在塔楼处由荷载 $qL^2/8h$ 产生的水平力:

$$\int_0^H \left[\frac{qL^2}{8h}(h+H-x) - R(H-x) \right] (H-x) \frac{dx}{EI} = 0 \quad (4)$$

因此有:

$$R = \frac{qL^2}{8h} \left[1 + h \frac{\int_0^H (H-x) \frac{dx}{EI}}{\int_0^H (H-x)^2 \frac{dx}{EI}} \right] \quad (5)$$

从上面的结果可以直接推导出在加载跨上桥面的法向力分布。

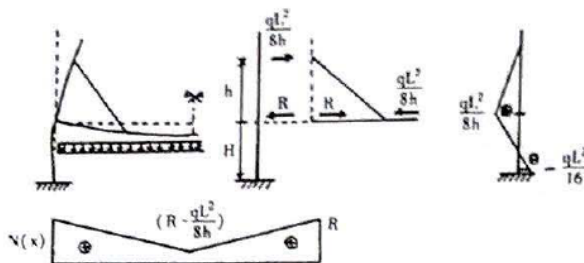


图29 满跨活荷载,桥面刚性地连接到刚性塔楼上

显而易见,在塔楼上弯曲力的分布比完全悬挂的桥面(或者搁置在氯丁橡胶或者滑动支座上的桥面)更合理;在塔楼底部,弯矩给出为:

$$M(0) = \frac{qL^2}{8} \left[1 - H \frac{\int_0^H (H-x) \frac{dx}{EI}}{\int_0^H (H-x)^2 \frac{dx}{EI}} \right] \quad (6)$$

但是,实际上当桥面与塔楼刚性连接时,它们的较低部分结合,以便于桥面长度的自由变化,例如,将它们分成两个平行的柱(图30):在桥面以下的塔楼不抵抗水平力而只抵抗弯矩;因此我们能够简单地假设在桥面以下的塔楼的剪力为0,因此我们得到:

$$R = \frac{qL^2}{8h} \quad (7)$$

活荷载产生的在桥面上力的分布与恒荷载是一样的,且在桥面以下的塔楼部分的弯矩是不变的。

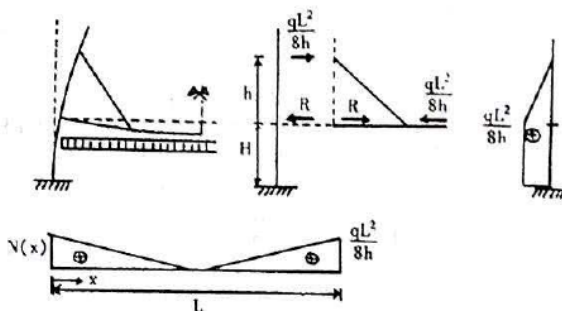


图30 满跨活荷载,桥面刚性地连接到下面分成双柱的塔楼上

当仅有半跨作用荷载时,分析更加复杂。比较简单的情况是此时对应于桥面与典型塔楼的刚性连接(至少部分地连接),或者通过固定支座与塔楼连接(图31)。忽略桥面的纵向变形,桥面的整体水平位移为 u 。所有与桥面刚性连结的塔楼

(或者通过固定支座),除了那个支承加载悬臂梁的桥塔之外,受到由桥面传来的水平力 R_j , 给出为:

$$u = R_j \int_0^{H_j} (H_j - x)^2 \frac{dx}{EI} \quad (8)$$

因此有:

$$R_j = \frac{u}{\int_0^{H_j} (H_j - x)^2 \frac{dx}{EI}} \quad (9)$$

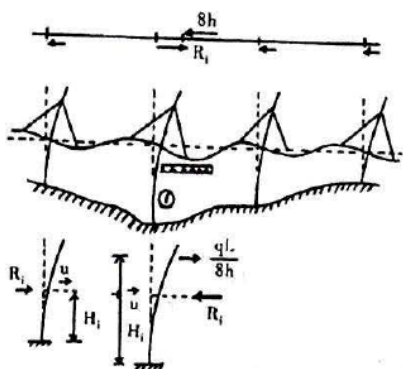


图 31 活荷载作用在一个悬臂梁上, 桥面刚性地连接到塔楼上

塔楼支承受荷载作用的悬臂梁,受到从桥面传来的水平力 R_j , 如下面公式(10)与(11)所示。

$$u = \frac{qL^2 H_j}{8h} \int_0^{H_j} (h + H_i - x)(H_i - x) \frac{dx}{EI} - R_j \int_0^{H_i} (H_i - x)^2 \frac{dx}{EI} \quad (10)$$

从以上关系得出 R_j :

$$R_j = \frac{u}{\int_0^{H_i} (H_i - x)^2 \frac{dx}{EI} + \frac{qL^2}{8h} \left[1 + h \frac{\int_0^{H_i} (H_i - x) \frac{dx}{EI}}{\int_0^{H_i} (H_i - x)^2 \frac{dx}{EI}} \right]} \quad (11)$$

由桥面的平衡得到等式:

$$\frac{qL^2}{8h} + \sum R_j = R_i$$

最后:

$$u = \frac{qL^2}{8} - \frac{\int_0^{H_i} (H_i - x) \frac{dx}{EI}}{\int_0^{H_i} (H_i - x)^2 \frac{dx}{EI} \left[\sum_j \frac{1}{\int_0^{H_j} (H_j - x)^2 \frac{dx}{EI}} \right]} \quad (12)$$

从这个结果以及公式(7)和(9),很容易地计

算出所有塔楼中的弯矩,和桥面上法向力的分布,在受力悬臂梁一侧的压力(即在变形的一端),以及另外一侧的拉力。

当考虑水平力时,如果塔楼在桥面以下的部分非常柔性,在支撑受力悬臂梁的塔楼中剪力等于0,并且再一次作为第一次近似值给出为:

$$R = \frac{qL^2}{8h} \quad (13)$$

当考虑塔楼的柔性非常大时,是不可能计算出水平位移的。

当桥面完全由所有的塔楼悬挂支撑时,或者通过氯丁橡胶支承或者滑动支承在所有的塔楼上时,分析是非常困难的(图32)。当荷载作用在悬臂梁上时,在拉索中的拉力增加,在桥面中产生水平力 $qL^2/8h$,它导致了桥面的水平位移 u 。桥面的竖向变形对应于半跨悬臂梁上向下的挠度,包括加载的梁,和另外半跨梁的向上挠度;在跨中的竖向挠度非常小。基于此原因,较长的拉索作用类似于后拉索,并且它们是最有效地控制了桥面的水平位移。

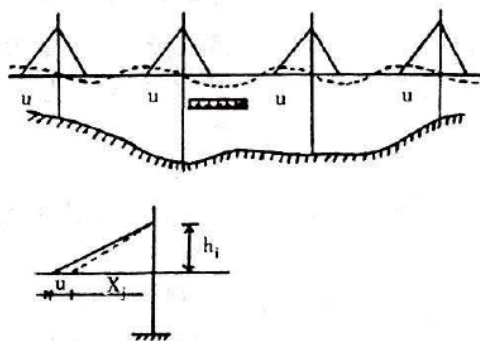


图 32 活荷载作用在一个悬臂梁上, 桥面完全由塔楼悬挂支撑

因此,即使偏差很大,我们可以假设桥面仍然保持水平,以及作为整体桥面的水平位移为 u 。我们也假设桥塔是刚性的,和有水平的与 u 相比很小的挠度。在典型的斜拉索悬臂梁上的长度变化,向下挠度的公式给出为:

$$(1 + dl)^2 = (x_i + u)^2 + h_i^2$$

其中 x_i 是拉索在桥面上的锚固位置与塔楼的水平距离。并且有:

$$dl = u \cos \alpha_i$$

其中 α_i 是拉索与水平方向的夹角,拉力变化给出如下:

$$dT = \left(\frac{ES}{l}\right)_i dl = \left(\frac{ES}{l}\right)_i \cos \alpha_i u$$

并且水平作用在桥面上为:

$$dR = \left(\frac{ES}{l}\right)_i \cos^2 \alpha_i u$$

如果水平作用以相同的方向考虑,对于挠度向上的悬臂梁可以得到相同的结果。当每个悬臂梁有 n 个钢索,以及 N 个塔楼,整体反力给出为:

$$R = 2N \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{ES}{l}\right)_i \cos^2 \alpha_i \right] u \quad (14)$$

因为反力必然平衡活荷载的水平作用,可以包含这一作用从而得到:

$$u = \frac{qL^2}{16Nh \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{ES}{l}\right)_i \cos^2 \alpha_i \right]} \quad (15)$$

由于桥塔有效的水平挠度,以及限制中间拉索拉力增加的桥面的竖向挠度,这个计算值是偏小的。但是,可以考虑作为初步近似值。由此,可以计算桥塔中的弯矩,在索锚固处的水平力计算为:

$$H = -2 \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{ES}{l}\right)_i \cos^2 \alpha_i \right] u \quad (16)$$

在支撑加载悬臂梁的典型桥塔上,有

$$H = \frac{gL}{8h} - 2 \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{ES}{l}\right)_i \cos^2 \alpha_i \right] u \quad (17)$$

考虑到因为桥面柔性中间钢索只受到很小的拉力变化,和有关的竖向挠度,以及通过应用公式(14)、(15)、(16)和(17),只考虑到较长的钢索,桥面水平位移的估计值可以偏大。

最后, Jean Schmitt 注意到在每一跨度的一个悬臂梁都受力时,荷载总是作用在同一边,水平力由每一塔楼平衡(图 33)。仅在跨中桥面上的柔力可以平衡这些荷载,有:

$$V = \frac{gL}{8} \quad (18)$$

因此,在设计时桥面必须保证一定的刚度。

七、主要工程

在 20 世纪 90 年代初建造的两个工程在多跨斜拉桥的设计方面取得了重大进步,即横跨 Tarn 深峡谷的 Millau 高架桥和在瑞士跨越日内瓦湖的桥。

在 1990 - 1991 年,作者准备了 Millau 高架桥

的概念设计,在 1992 - 1993 年进行了初步设计,当时作者还在 SETRA 工作。但是,尽管有地方权威部门的支持,由于桥的重要性的造价以及一些反对意见带来的许多困难,工程进展得非常缓慢。Jean Francois Klein 和 Pierre Moia 在设计跨越日内瓦湖的斜拉桥时从这里得到了不少启发。他们的方案赢得了设计竞标,通过日内瓦市的东部,采用一座桥或者隧道穿过日内瓦湖。在 1993 - 1994 年,他们负责进行详图设计。从 1994 年起这一优秀的设计受到 Millau 工程的启发,因此两个工程彼此相互帮助。

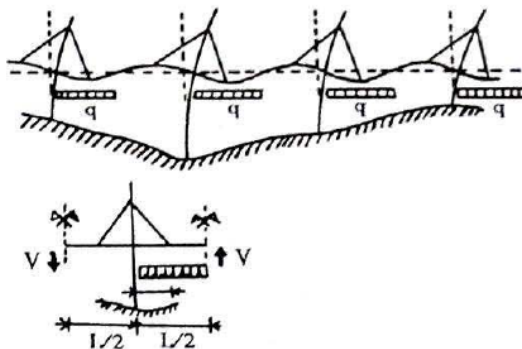


图 33 活荷载作用在每一跨的一个悬臂梁上,桥面完全由塔楼悬挂支撑

1. 日内瓦湖桥

日内瓦湖斜拉桥由四个桥塔和三个 350 米的主跨组成(图 34)。为了增加桥的美观,更特别地是改善当人们经过该结构时的观赏性,桥形设计稍微弯曲。尽管有曲率,桥塔和钢索仍保持在轴线上。桥面是非常宽阔的,为 33.46 米,有一个非常美观的横截面;几乎呈三角形的梯形三格箱梁,每一边都伸出一个非常宽的悬板。在桥墩、桥塔和相关的细长桥面之间,刚度被等效地分布。

由于桥的中间断面与最外桥塔之间的距离较小(475 米),因此,由于混凝土徐变和收缩,预应力的作用以及温度变化产生的纵向变形受到限制。所以允许它们适用于考虑到纵向运动的柔性较大的桥墩,和 Rhone 冲积沉淀的基础条件。

遗憾的是,对于桥梁工程委员会,一张必要的投票决定了桥的建设,1997 年日内瓦人民反对任何工程穿过这个湖泊。

2. Millau 高架桥

Millau 高架桥工程是最雄心勃勃的。它有

人员在 1996 年 7 月选择了由 Sogelerg、Europe Etues Gecti, Serf 和建筑师 Sir Norman Foster 组成的小组提出的多跨斜拉桥方案。作者本人离开 SETRA 后也加入了这个小组,该小组在 1996 - 1998 年进行了工程详图设计,并开始准备在承建商中进行招标。尽管必须遵循已确定方案的形状,然而,最近决定对于高架公路主要部分的截面设计作出一定的调整。

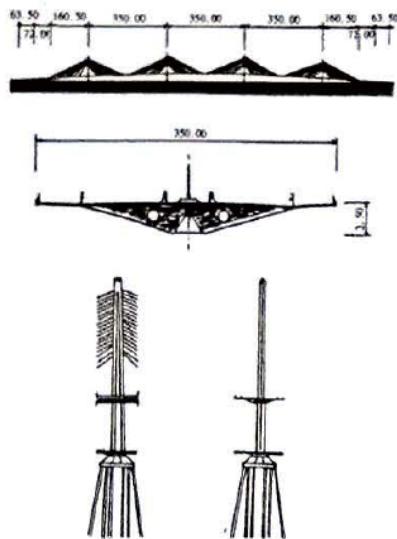


图 34 日内瓦湖工程略图

初步方案是由 SETRA 确立的,主要关注纵向的变形(图 35)。根据 René Walther 的建议,没有采用中间伸缩缝的意见,他是负责项目评估专家委员会的成员,曾经在 Normandie 桥项目担任相同的职位。René Walthe 认为可以接受由于长度变化而在两外端桥墩上产生的一些裂纹,因为裂纹可以释放在这些构件中的弯矩。然而,这和作者的观点不同,如他认为在恒载和频率荷载作用下,最好在主要构件中没有拉力。因此,作者认为最好将两外端的桥墩设计为两个平行的柱子,为了产生抵抗弯矩的高的刚度和考虑到纵向变形的大的柔度。Emmanuel Bouchon 通过在每个双柱顶部安装一条线性固定支座以增加纵向柔度,这优于在其它支承处安装刚性连接。

在工程方案确定之前,为在不同的方案中寻找一些比较,道路负责人组织了两个竞赛。第一个举办于1993-1994年,目的是选择一些新的思想和理念。设计官员和建筑师被分别咨询,但是几乎没有提出新的方案。第二次竞赛组织于是1995-1996年,有五个工程师和建筑师小组参加竞赛,每一组负责从第一次咨询选出的五组解决方案相对应的工程设计,因此竞赛更是在工程项目之间而不是小组之间进行的。主管审查方案的

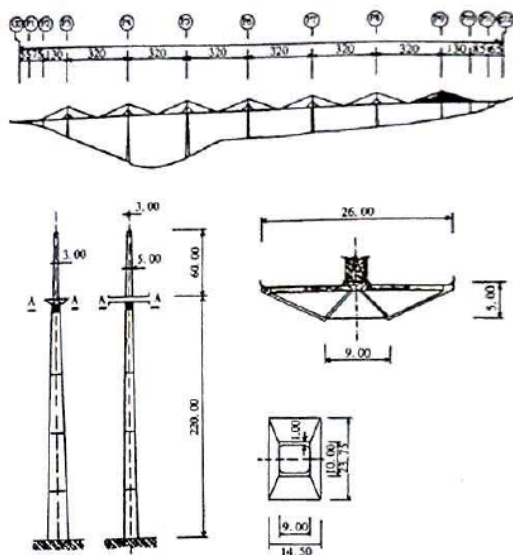


图 35 Millau 高架桥初步方案略图(1993)

两个不同的方案已经制定：一个采用预应力混凝土，另外一个采用正交的箱梁桥面（图 36）。两个方案有几乎相同的形状，适应于多跨斜拉桥的特殊情况和在高原上面 100 米或者 150 米的强风。通过与建筑师密切合作以考虑结构的形状，在不同的结构构件之间有效地分配刚度，但是，在设计中即充分注意到桥的美观和不同构件之间的合谐性，又探求简洁和表述力的真实流动。

桥面采用梯形,几乎成为了带有较低窄平板的三角形,以前曾考虑过的三角形因为其较差的空气动力学性能而被否定了。与初步设计的 5.5 米相比,桥面更加细长,大约 4.5 米。为了美观和结构简洁,桥塔高 90 米并位于桥的轴线上。为了产生必要的刚度和同时显示轻盈和透彻,桥塔采用纵向倒 V 字型。下面桥墩的设计必须满足以下要求,最高的桥墩必须能够抵抗较大的风力,考虑到纵向力的作用,最外面的桥墩必须是柔性的。为了工程的和谐性,建筑师更喜欢采用同样形状的桥墩,在高桥墩的较低部分采用宽的箱形截面,在较高的部分分成两个柱子,大约 90 米高。

在其2000年,调整后的设计方案被采纳了,目前正准备它们的报价。像所期望的那样,如果这座桥被建造了,由于其技术上的重要性和建筑上的完美性,对桥梁界将带来巨大的冲击。

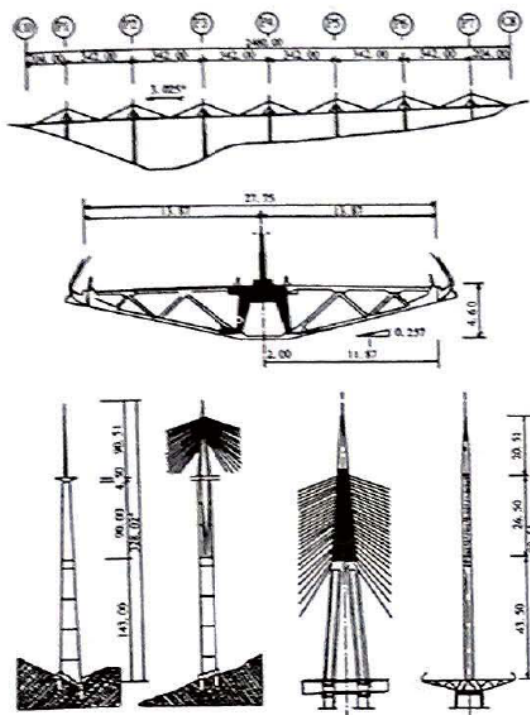


图36 Millau 高架桥预应力混凝土详细设计的简图

3. Rion - Antirion 桥

最后一个值得注意的工程是穿越 Patras Bay 的 Rion - Antirion 桥,它是现在正在建造的唯一的一座桥。在本文前面提到的初步设计中存在许多问题。

首先,结构的安全性完全依赖于一系列至今还没有建造的大型阻尼器上,是值得疑问的;可能的构造位移到达2米,并且地震力非常之大。尽管给予桥墩顶部的尺寸很大,但是还是缺少必要的空间容纳所有这些设备。

在强地震时悬臂梁的位移至少达到1.00米,由此对于它们之间的次梁是非常不利的。为了平衡次梁的重量,采用几个拉索集中在悬臂梁端的方案,将产生比传统斜拉桥更大的不理想的弯矩。另外,当拉索在靠近间隔处锚固时,将产生人为的问题。最后,强地震的竖向作用将使次梁段振动,就象在平锅上的馅饼一样。

当 Jacques Combault 担任该工程的指导时,为了减少在地震时进入沉箱中水的质量,他开始于通过修正那些构成基础沉箱和桥墩的离岸结构的

形状。他委托作者担当了工程审查,并咨询改进的意见。参考 Rierre Richard 和 Ré 岛桥方案,作者推荐了由四个桥塔支撑的连续桥面,并与下面的桥墩刚性连接(图37)。这个方案立刻被采纳了,边跨被稍微缩短了一点,因此最后的拉索几乎达到了端部支承。

与初步设计相比,这个方案有许多优点。桥塔直接和刚性地连接到下面的桥墩上,因此,存有疑问的桥墩和悬臂梁之间的相对位移没有了。桥面是连续的且没有伸缩缝,产生更大的舒适性。安全性不再依赖于阻尼器,而是依靠结构构件的延性,主要是依靠桥塔的腿部,因此很容易地信赖。某些阻尼器仅用来限制横向地震运动。由于没有次梁段,拉索可以均匀地分布,因此大大地降低了弯矩,并且不用担心“馅饼效应”。

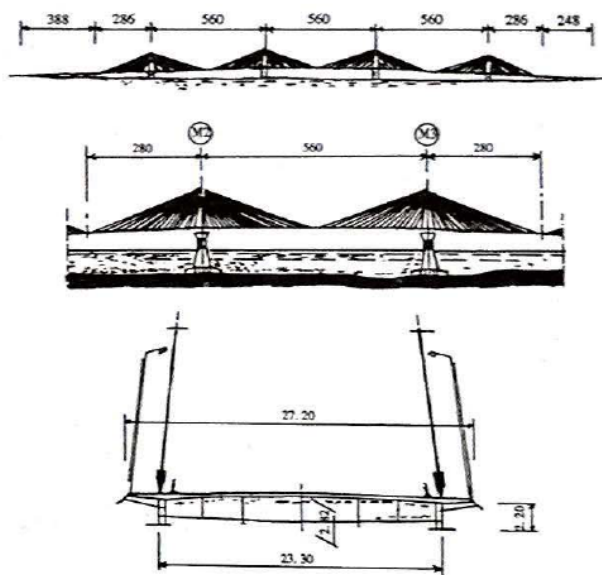


图37 Rion - Antirion 桥最终设计的略图(1998)

在以上这些基础上,最终的工程由 GTM 和 Ingerop 设计。该桥有五跨,分别为 286, 3 * 560, 286 米长。四个支承保持离岸结构的特点,下面的基础是直接由坐落在海床上的大型圆桶型沉箱伸出的桥墩。桥墩冠顶通过拓宽沉箱以形成人行道桥面板,而且允许安装构成桥塔的四条腿,这四条腿在桥塔顶部连接,形成了纵向和横向的倒 V 字形。桥面是组合结构,采用两个 I 型钢梁作为边梁,由多个楼板梁和一块预应力混凝土板连结在一起。尽管所选用的这种类型的结构其空气动力学性能不是最好,但是比较经济。

八、结束语

本文广泛地回顾了目前斜拉桥应用的新领域。Rion - Antirion 桥的建造,以及对 Millau 高架桥的期望,将会引起人们对这种类型方案的兴趣,特别是对较大的工程,如在德国和哥本哈根岛之间的 Fernbelt 桥。

参考文献

The bridge spanning Lake Maracaibo in Venezuela, Bauverlag, Berlin, 1963.

BOAGA, G.; BONI, G. The concrete architecture of Riccardo Morandi, Alec Tiranti.

WITTOHT, H. Triumph der Spannweite, Beton Verlag, Düsseldorf, 1972.

PODOLNY, W.; SCALZI, J. Construction and design of cable - stayed bridges. John Wiley & Sons, New York, 1976.

GIMSING N, J. Cable supported bridges: Concept and design. John Wiley & Sons, Chichester, 1983.

WITTOHT, H. Bridges. Beton Verlag, Düsseldorf, 1984.

WALTHER, R. et al. Ponts haubanéés. Presses Polytechnique Romandes, lausanne, 1986.

LEONHARDT, F. Ponts, Puentes. Presses Polytechnique Romandes, lausanne, 1986.

TROITSKY, M. S. Cable - stayed bridges. 2nd edition. BSP Professional Books. Oxford, 1988.

MORANDI, R. Innovazione, Tecnologia, Progettazione, Gaggi, Roma, 1991.

FREYSSINET. Cable - stayed bridges. Vélizy - Villacoublay, 1994.

The new Macau - Taija Bridge: the friendship bridge. Port and Bridge Office, Macau, 1994.

HOLGATE, A. The work of Jörg Schlaich and his team. Axel Mendes, Stuttgart and London, 1997.

VIRLOGEUX M. Ponts à haubans à travées multiples. Progrès la conception des ouvrages d'art en béton. Journées d'études SIA/GPC en l'honneur du 65 anniversaire du Professeur Renaud Favre, SIA D0160, Zurich, 1999.

SCHLAICH, J. Conceptual Design of Bridges: More Variety! Bridge Engineering Conference, Sharm El Sheikh, 2000.

SCHLAICH, J. Variety in Bridge Design. Trends in Bridge Design (Conference), Madrid, 2000.

VIRLOGEUX, M. Bridges with Multiples Cable - Stayed Spans. Trends in Bridge Design (Conference), Madrid, 2000.

HVM 信息

天津市咸阳路污水处理厂 无粘结预应力砼初沉池、二沉池设计完成

天津市继上世纪八十年代初和九十年代初相继建成纪庄子污水厂和东丽污水处理厂之后,本世纪初,第三座五十万吨级天津市咸阳路污水处理厂一期工程五前告竣。

天津市咸阳路污水处理厂位于天津市西青区中北镇,是天津市 2002 年重点建设项目,一期工程主要构筑物:初沉池和二沉池采用无粘结预应力砼结构;其中:初沉池五座,内径 55 米,壁板高 4.7 米,厚度 25 厘米,壁板砼: C₄₀、S₆;沿壁板周围设六个扶壁柱,用来锚固无粘结钢绞线,每周圈无粘结筋分三段,每段预应力筋包角为 120°,为了减少摩擦,无粘结钢绞线采用二端同时冲拉,每周圈预应力筋需用六套锚具,锚具采用 I 级夹片锚

具;预应力筋采用 $\phi 15(7\phi 5) f_{pk} = 1570 \text{ N/mm}^2$ 无粘结钢绞线,沿池壁高根据池壁受环拉力大小不等,分别配置 1 $\phi 15$, 2 $\phi 15$ 和 3 $\phi 15$ 三种情况,共需配置 32 圈 $\phi 15(7\phi 15)$ 无粘结钢绞线。

二沉池十座。内径 45 米,壁板高 5 米,厚度为 25 厘米,沿壁高配置 26 圈 $\phi 15(7\phi 5)$,顶度等级 $f_{pk} = 1570 \text{ N/mm}^2$ 无粘结钢绞线,池壁构造和无粘结筋配置和作法与初沉池类同。

目前初沉池和二沉池结构施工图设计已完成,且通过审查。初步估算,五座初沉池和十座二沉池无粘结钢绞线总用量近八十吨,夹片锚具(按单孔计)总用量将近六千套。

(何德湛)