

文章编号: 0451-0712(2005)11-0040-05

中图分类号: U442.55

文献标识码: A

灌河大桥抗震性能研究

叶爱君¹, 华新², 韩大章²

(1. 同济大学 上海市 200092; 2. 江苏省交通规划设计院 南京市 210005)

摘 要: 斜拉桥的抗震设计目前还比较困难, 没有规范可以遵循。本文以灌河大桥为例, 阐明斜拉桥抗震研究的全过程, 包括抗震设防标准的选择、计算模型的建立、动力特性分析、地震动输入的选择、地震反应分析、抗震验算以及抗震措施探讨, 并同时地震动的长周期问题进行了探讨。

关键词: 斜拉桥; 动力特性; 地震反应; 抗震性能

1 概述

斜拉桥是一种广泛应用于中等跨径以上的桥型, 以其经济性和多变性的优势, 在全球得到了飞速发展, 已建成各类斜拉桥多达 300 余座, 其跨径也日益加大, 主跨已跃进到 1 000 m 以上。

《中华人民共和国防震减灾法》第十九条规定, “建设工程必须按照抗震设防要求和抗震设计规范进行抗震设计, 并按照抗震设计进行施工”。然而, 目前国内外现有的绝大多数桥梁工程抗震设计规范只适用于中等跨径的普通桥梁, 超过适用范围的大跨径桥梁的抗震设计, 则无规范可循。如, 我国《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004-89) 只适用于主跨不超过 150 m 的梁桥和拱桥; 美国 AASHTO 规范的抗震设计篇中也规定, 该规范只适用于钢与混凝土主梁与箱梁式桥, 主跨不超过 150 m, 不适用于斜拉桥、悬索桥、拱桥以及活动式桥; 日本道路桥梁规范(抗震设计篇)“适用于跨径小于 200 m 的桥梁, 对超过 200 m 跨径的桥梁可以参考使用本篇有关规定”。另一方面, 斜拉桥的地震反应又比较复杂, 相应的抗震设计也较复杂, 如高阶振型影响较明显、各种复杂的非线性因素影响、须考虑桩土相互作用等等。因此, 桥梁工程师目前还很难对斜拉桥进行正确的抗震设计, 为保证斜拉桥的抗震安全性, 一般都要进行专门的抗震研究。

特别值得注意的是, 在最近的几次大地震中, 历来声誉较好的斜拉桥也出现了遭受震害的实例, 如, 1995 年阪神地震中一座主跨为 485 m 的钢斜拉桥边墩上钢摇轴栓钉脱落, 1999 年台湾省集集地震

(M7.6) 中, 一座 2×150 m 单塔斜拉桥塔柱在塔梁连接处发生严重开裂, 并伴随保护层混凝土的剥落。这些震害的出现, 进一步引起了国内外学者对斜拉桥抗震问题的重视。

本文以灌河大桥为例, 阐明斜拉桥抗震研究的全过程, 包括抗震设防标准的选择、计算模型的建立、动力特性分析、地震动输入的选择、地震反应分析、抗震验算以及抗震措施探讨, 并同时地震动的长周期成分等问题进行探讨。

灌河大桥是江苏连盐高速公路上的一座特大型桥梁, 桥梁全长为 1 818.96 m, 主桥结构为 32.9 m + 115.4 m + 340 m + 115.4 m + 32.9 m 的 5 跨钢与混凝土组合梁斜拉桥, 半飘浮体系, 主梁在索塔处设置双向滑动支座, 在过渡墩和辅助墩顶均设置单向滑动支座, 桥塔采用 H 形索塔, 双索面, 每个索塔布置 13 对拉索, 桥梁全宽 36.6 m。主桥两侧与引桥衔接的过渡孔采用 1 孔 31.5 m 的简支箱梁作为压重支承在主梁端部, 在与主梁连接处采用桥面连续, 在引桥侧设置伸缩缝。桥跨布置见图 1 所示。

2 抗震设防标准选择

目前, 多级设防的抗震设计思想已被广泛接受。相应地, 结构抗震设计方法也逐渐地由原来的单一设防水准一阶段设计逐渐发展为两水准或三水准设防两阶段设计、三阶段设计, 以及多水准设防、多性能目标准则的基于性能的抗震设计方法。其中, 两水准设防、两阶段设计的抗震设计方法(两水平的抗震设计方法)较为成熟, 在我国大跨径桥梁的抗震设计

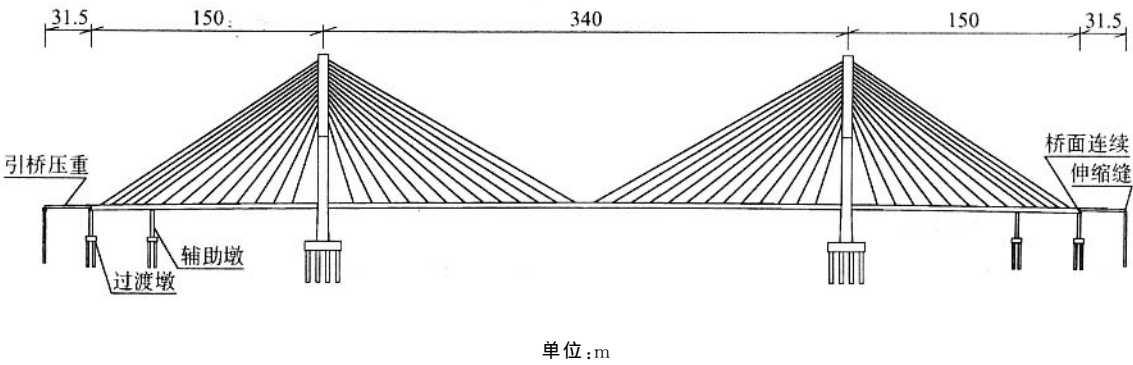


图 1 灌河大桥桥型布置

中应用也较多。因此,根据目前桥梁抗震设计方法的发展水平,本文采用两水平的抗震设计方法对灌河大桥主桥进行抗震研究。

进行桥梁抗震研究的前提,是要明确设防标准。桥梁工程的抗震设防标准,不仅包括场地地震作用的概率水平,还应包括对结构性能的要求和校核目标。基于桥梁抗震设防的合理安全度原则,灌河大桥的抗震性能研究采用如表 1 所示的抗震设防标准进行。

表 1 灌河大桥的抗震设防标准

设防地震概率水平	结构性能要求	结构校核目标
P1:50 年 10%	全桥应保持完好无损,结构处于弹性工作状态	主塔校核应力,边墩校核承载能力
P2:50 年 2%	主塔允许出现不需修复的微小裂缝,边墩可以利用延性抗震,基础保持弹性,支座处于正常使用状态	主塔校核极限承载能力,边墩考虑延性后校核极限承载能力,基础校核应力;校核位移或变形

3 动力计算模型和动力特性分析

3.1 动力计算模型

为了考虑相邻的简支过渡孔引桥对主桥结构地震反应的影响,建立了包括主桥和过渡孔引桥在内的三维有限元模型,进行动力特性和地震反应分析,其动力计算模型见图 2 所示。

桥面系采用单梁模式,用三维梁单元模拟,索塔、边墩、引桥箱梁,以及主桥与过渡孔引桥间的桥面连续构造均采用三维梁单元模拟,考虑了恒载引起的几何刚度的影响,为准确模拟堆聚质量分布和地震力分布,索塔和过渡墩单元划分得较密;主梁节点和斜拉索吊点主从相连;斜拉索用空间桁架单元模拟,采用 Ernst 公式换算弹模以考虑垂度效应,并考虑了恒载引起的几何刚度的影响。需要特别说明的是,单梁式模型是目前最常用的一种计算模式,这种模式的主梁刚度和质量是正确的,但不能充分考虑主梁的约束扭转刚度的贡献,会低估结构的扭转频率。但是,桥梁的抗震分析更为关注的是桥面系的

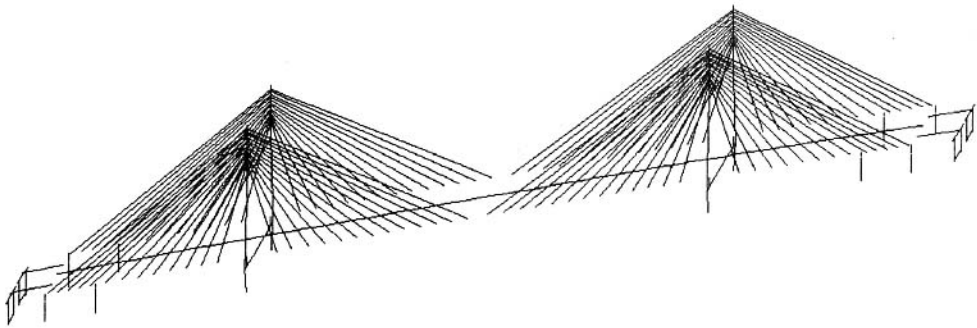


图 2 考虑引桥影响的动力计算模型

惯性力,因此采用单梁式模型更为简单合理。

边界连接条件为:主梁与索塔之间纵向可滑动,横向主从;主梁与锚固墩、辅助墩的一墩柱顶之间双向可滑动,与另一墩柱顶之间纵向可滑动;引桥墩与

主梁之间纵向可滑动,横向主从;过渡孔主梁通过普通板式橡胶支座支承在主桥主梁上,用弹性支座单元模拟支座的剪切刚度。对于滑动支座,在动力特性和反应谱分析中,忽略摩擦的作用,按墩(塔)、梁相

互自由处理;而在时程分析中,采用非线性的恢复力模型考虑滑动支座的摩擦耗能作用。

各塔、墩底由群桩基础支承。在桥梁的地震反应分析中,桩基础的一种常用处理方法是在承台底部加上 6 个方向的弹簧来模拟,并由承台底部的内力按照静力方法反推单桩最不利受力。弹簧刚度根据土层状况和桩的布置形式按静力等效的原则确定,其中土性资料一般根据 m 法确定。

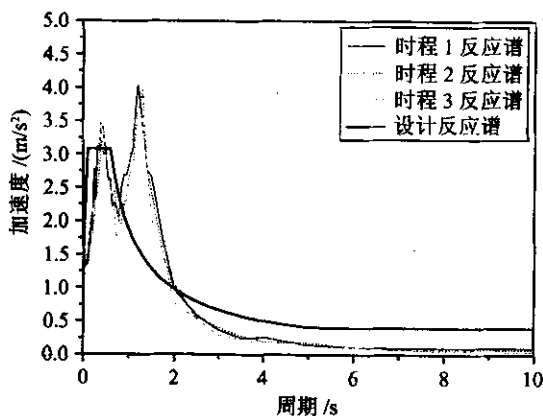
3.2 动力特性分析

分析和认识桥梁的动力特性是进行抗震性能分析的基础,因此基于前述的动力计算模式,首先对主桥结构进行了动力特性分析,结果见表 2。

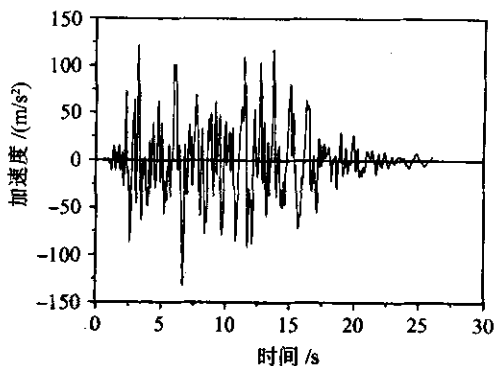
表 2 主桥结构的动力特性

振型阶数	频率/Hz	振型特征
1	0.111	纵飘
2	0.369	一阶对称竖弯
3	0.416	一阶对称扭转
4	0.443	扭转
5	0.484	一阶反对称竖弯
6	0.516	两主塔同向侧弯
7	0.524	两主塔反向侧弯
8	0.540	主塔侧弯
9	0.540	主塔侧弯
10	0.540	扭转

从表 2 结果可见,由于主桥采用的是半飘浮体系,桥面系采用较重的组合梁,因此第 1 阶振型为主梁的纵飘振型,周期长达 9.0 s,属于长周期;而主梁



(1) 加速度反应谱



(2) 水平地震加速度时程

图 3 地震输入

4.2 地震反应分析

灌河大桥的地震反应采用了反应谱法和时程分析法 2 种方法进行,以相互校核。地震输入采用 2 种方式:(1)纵向+竖向;(2)横向+竖向。反应谱分析取前 300 阶振型,按 CQC 法进行组合,方向组合采

一阶对称竖弯和侧弯振型的周期分别在 2.71 s 和 1.77 s;桥塔的侧弯振型周期为 1.94 s;另外,可见该桥的模式密集,频率相差很小。需要指出的是,由于采用了单梁式模型模拟桥面系特性,因此表中的扭转频率是偏低的。

4 地震输入和地震反应分析

4.1 地震输入

《中华人民共和国防震减灾法》第十七条规定,“重大建设工程和可能发生严重次生灾害的建设工程,必须进行地震安全性评价;并根据地震安全性评价的结果,确定抗震设防要求进行抗震设防”。

所以,地震输入根据《连盐高速公路盐城段工程场地地震安全性评价工作报告》采用。该报告提交的桥址场地水平向地表设计峰值加速度为:50 年 10% 超越概率为 0.081 g,50 年 2% 超越概率为 0.134 g;两个概率水平对应的水平向地震加速度设计反应谱 5 s 之后设平台段(与公路工程抗震设计规范一致),50 年 2% 的设计反应谱见图 3(1);2 个概率水平对应的水平向地震加速度时程各 3 条,图 3(2)画出了其中一条 50 年 2% 超越概率水平方向地震加速度时程曲线,50 年 2% 超越概率下的 3 条时程曲线对应的反应谱见图 3(1),可见地震加速度时程和设计反应谱的频谱成分有较大的差别。竖向地震加速度峰值,按公路工程抗震设计规范,取水平向的 0.5 倍。

用 SRSS 方法。时程分析中,考虑了滑动支座的摩擦耗能作用,对 2 个概率水平,每个概率水平的 3 组地震加速度时程均进行了地震反应分析,取最大值进行验算。

为了使分析更为完整,在灌河大桥的抗震性能

研究中,特别考察了在 50 年 2%超越概率的地震作用下,桥梁上部结构(斜拉索和主梁)的地震反应,画出了主梁的地震内力、位移包络图,列出了各斜拉索的地震内力,并与静力计算结果进行了比较。结果表明,灌河大桥上部结构的地震反应内力不控制设计。这与其他斜拉桥的分析结论是一致的。

而索塔、边墩及基础的地震内力,则普遍比静力计算结果大,控制了结构设计。表3、表4、表5 有代表性地列出了 50 年 2%超载概率的地震作用下,对应于2 种地震输入方式,用反应谱和时程分析2 种计算方法得到的索塔和边墩控制断面的地震内力,以及塔顶和梁端的位移。

表 3 索塔、边墩纵向地震反应(50 年 2%)

截面位置	反应谱法			时程分析法		
	轴力 P/kN	剪力 Q_s/kN	弯矩 $M_2/(\text{kN} \cdot \text{m})$	轴力 P/kN	剪力 Q_s/kN	弯矩 $M_2/(\text{kN} \cdot \text{m})$
塔底	1.04×10^4	7.43×10^3	5.60×10^5	9.02×10^3	5.37×10^3	1.71×10^5
下横梁下侧	1.01×10^4	6.66×10^3	4.75×10^5	8.74×10^3	4.67×10^3	1.04×10^5
上横梁下侧	6.23×10^3	4.60×10^3	1.46×10^5	5.91×10^3	1.28×10^3	8.82×10^4
过渡墩底	1.45×10^3	7.63×10^2	7.46×10^3	1.49×10^3	5.16×10^2	5.40×10^3
辅助墩底	3.89×10^3	8.09×10^2	9.45×10^3	2.62×10^3	7.27×10^2	9.21×10^3

注:3 方向为纵桥向,2 方向为横桥向。

表 4 索塔、边墩横向地震反应(50 年 2%)

截面位置	反应谱法			时程分析法		
	轴力 P/kN	剪力 Q_2/kN	弯矩 $M_3/(\text{kN} \cdot \text{m})$	轴力 P/kN	剪力 Q_2/kN	弯矩 $M_3/(\text{kN} \cdot \text{m})$
塔底	1.59×10^4	1.52×10^4	2.12×10^5	1.47×10^4	2.49×10^4	3.35×10^5
下横梁上侧	1.20×10^4	1.21×10^4	1.26×10^5	1.06×10^4	2.06×10^4	1.38×10^5
上横梁下侧	1.02×10^4	2.84×10^3	1.10×10^5	1.21×10^4	4.21×10^3	1.73×10^5
下横梁根部	1.97×10^3	6.81×10^3	1.31×10^5	1.92×10^3	8.42×10^3	1.69×10^5
上横梁根部	1.36×10^3	8.72×10^3	1.47×10^5	1.45×10^3	1.39×10^4	2.37×10^5
过渡墩底	1.24×10^3	2.24×10^3	3.29×10^4	1.52×10^3	5.29×10^3	7.70×10^4
辅助墩底	1.59×10^3	1.17×10^3	1.90×10^4	2.37×10^3	2.44×10^3	4.05×10^4

注:3 方向为纵桥向,2 方向为横桥向

表 5 关键节点的位移最大值(50 年 2%) m

分析方法	位置	纵向	横向
反应谱	梁端	0.863	0.059
	塔顶	0.905	0.155
时程分析法	梁端	0.143	0.139
	塔顶	0.157	0.223

从表 3 中可以看出,在纵桥向,反应谱法计算结果比时程分析计算结果大很多,尤其是索塔弯矩。而表 5 则表明,反应谱方法计算得出的梁端位移和塔顶位移是时程分析结果的6 倍。这一现象,是由设计反应谱与地震加速度时程的频谱成分在长周期部分的很大差异引起的,如图3(1)所示,在2.5 s 之后,设计反应谱谱值与加速度时程对应的反应谱谱值大很多,而且设计反应谱在 5 s 以后统一取值。而飘浮体系斜拉桥的塔底纵向弯矩和梁端纵向位移主要由纵

飘振型起控制作用,在灌河大桥的纵飘周期 9.0 s 处,设计加速度反应谱及位移反应谱谱值(加速度谱值除以圆频率的平方)比加速度时程对应的反应谱值大好几倍。可见,长周期斜拉桥结构的地震反应对所输入地震动的长周期成分非常敏感,所以,所采用的设计反应谱和地震加速时程都应有合理的长周期成分。已形成的共识是,对于长周期的斜拉桥,5 s 以后统一取值太保守,更会引起位移反应谱的不合理。鉴于安评报告提交的设计反应谱在长周期部分不合理,而且与加速度时程的频谱成分有很大差异,故抗震设计时,建议按时程分析的计算结果进行验算。

从表 4、表 5 中可以看出,在横桥向,时程分析计算结果比反应谱法计算结果大许多。究其原因,是由于横桥向索塔和边墩地震反应的控制振型周期小于 2 s,而在这一部分,加速度时程对应的反应谱谱值

比设计反应谱谱值大许多。抗震设计时,偏安全按时程分析的计算结果进行验算。

5 抗震验算及抗震设计

根据前述分析结果,以及国内外的桥梁震害资料和多座斜拉桥的抗震设计经验,抗震设计对索塔和边墩、桩基础、桥面连续部位、支座及关键节点的位移等结构部位的抗震性能进行了重点考察和验算,并采取相应的措施。

根据抗震设防标准对索塔、边墩及基础进行了抗震验算,结果表明,在50年10%超载概率的2个方向地震作用下,索塔、边墩及桩基础均处于弹性工作阶段,各构件应力均满足相应的容许应力;在50年2%超载概率纵向+竖向地震作用时,索塔、边墩及桩基础最不利断面的抗力均大于截面内力;在50年2%超载概率横向+竖向地震作用时,索塔和桩基础最不利断面的截面抗力大于截面内力,而过渡墩底截面的抗力为截面内力的40%,辅助墩底截面抗力为截面内力的70%。根据计算结果,墩身配置了足够的横向约束箍筋,箍筋在顺桥向和横桥向的体积配箍率分别为0.74%和0.70%,可以采用规范规定的折减系数降低对墩身强度的需求。按照现行《公路工程抗震设计规范》的规定,对于柔性的柱式桥墩,综合影响系数取0.33($10\text{ m} \leq H < 20\text{ m}$, H 为墩高),本桥边墩高均小于20 m,因此,过渡墩和辅助墩的墩身强度满足要求。分析还表明,边墩屈服,对主塔的地震反应影响很小。另外需要说明的是,过渡墩墩柱横向屈服发生塑性变形后,传到基础的地震力有所减小,墩顶的横向固定支座所承受的水平地震力也有所减小,本文按弹性反应进行支座和基础的验算是偏保守的。

对桥面连续的验算表明,桥面连续构造在地震下会遭到破坏,因地震是偶然荷载,且桥面连续构造的修复也比较容易,故允许桥面连续破坏。进一步计算分析表明,桥面连续构造的破坏对索塔、边墩及其基础的地震反应影响很小,完全可以忽略不计。

在50年2%超载概率纵向+竖向地震作用下,各墩顶支座滑动位移均满足支座允许位移量,支座在地震时能正常工作;在50年2%超载概率横向+竖向地震作用下,边墩顶双向滑动支座的横桥向位移设计值为4 cm,而地震位移为7~14 cm,因设计所采用的滑动支座在滑动位移超出允许值时会提供锁定约束,这样滑动支座下的墩柱、支座锁定构造所承

受的最大地震力将会接近固定支座下的墩柱、支座的对应最大地震力,而各横向固定支座除主塔处支座抗力足够外,其他横向固定支座的横向最大剪力与支座的水平抗力相比,普遍不足,支座会被剪坏,建议加大支座的水平抗力设计或设置横向抗震挡块来提供欠缺的横向抗力。另外,在50年2%的地震作用下,各支座的地震轴力均大大小于恒载轴力。桥面连续构造破坏后,主桥各支座的反应变化很小,但过渡孔支座的反应变化较为明显,虽然地震轴力有明显增加,仍大大小于恒载轴力。因此,支座不会受到上拔力。

在50年2%超载概率地震作用下,梁端的纵、横向最大位移分别为0.143 m、0.141 m,塔顶的纵、横向最大位移分别为0.173 m、0.223 m,因此,除主梁在索塔处设置了横向限位装置外,可不必采用其他专门的限位装置。

6 结论

根据以上分析,可以得到以下结论:

(1)灌河大桥的模式密集,许多模式频率相差在0.01 Hz以下;

(2)灌河大桥第1阶振型为主梁的纵飘振型,周期长达9.0 s,对反应谱的长周期成分非常敏感,因此,地震安评报告提供的地震动参数应具有合理的长周期成分;

(3)灌河大桥主桥上部结构的地震内力不控制设计,但索塔、边墩和桩基础的地震内力控制设计;

(4)桥面连续构造的破坏,对索塔、边墩及基础、主桥各支座的地震反应影响很小,但对过渡孔支座的反应影响较为明显,总的来说更为有利;

(5)在2个概率水平的地震纵向+竖向作用下,各支座能正常工作,在2个概率水平的地震横向+竖向作用下,需设置横向抗震挡块来提供欠缺的横向抗力。

参考文献:

- [1] 叶爱君. 桥梁抗震[M]. 北京:人民交通出版社,2002.
- [2] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室. 灌河特大桥主桥结构抗震性能研究[R]. 2004.
- [3] 叶爱君,吴寿昌,胡世德,范立础. 苏通大桥主桥抗震性能研究[A]. 苏通大桥论文集(第一辑)[C]. 北京:中国科学技术出版社,2004.
- [4] 叶爱君,胡世德,范立础. 斜拉桥抗震结构体系研究[J]. 桥梁建设,2002,(4).
- [5] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海:同济大学出版社,1997.

文章编号: 0451-0712(2005)11-0045-06

中图分类号: U448.275

文献标识码: B

五河口斜拉桥主梁悬浇施工技术

丁如珍

(江苏省淮安市高速公路建设指挥部 淮安市 223001)

摘 要: 五河口斜拉桥为预应力混凝土双塔双索面斜拉桥,双向六车道,主梁宽度为 38.6 m,在目前国内同类型已建成的桥梁中宽度位居第一,重点介绍该主梁采用宽为 41.5 m 的牵索式挂篮悬浇的施工技术及主要施工难点。
关键词: 斜拉桥; 主梁

1 工程概况及其特点

五河口斜拉桥是宿淮高速公路的重点工程,桥梁全长 2 062 m,分为主桥与引桥 2 个部分,主桥桥型布置为 152 m+370 m+152 m,为预应力混凝土双塔双索面全漂浮体系斜拉桥,桥梁全宽为 38.6 m,双向六车道。H 形索塔,索塔基础采用群桩基础,每塔布置 46 根桩径为 2.5 m 的钻孔灌注桩,桩长为 95 m,承台平面尺寸为 49.5 m(横桥向)×33.1 m(纵桥向)×6.0 m(厚),主梁宽为 38.6 m,其宽度在目前国内同类型已建成的桥梁中位居第一。合同工期为 30 个月。

1.1 主梁断面设计

主梁采用 C60 预应力混凝土结构,每个索塔区 44 m 范围梁段以及边跨 31.6 m 密索区梁段为支架

现浇,3 个合拢段采用吊架悬浇,其余均采用牵索式挂篮悬浇。索塔区 44 m 范围梁段采用钢管直接支撑在承台上作为支架进行现浇,26 号墩边跨长为 31.6 m 的密索区梁段采用钢管桩打入河床作为支架基础进行现浇,29 号墩边跨长为 31.6 m 的密索区梁段采用碗扣式钢管支架支撑在经处理后的土基上作为支架进行现浇。本文重点介绍超宽幅主梁悬浇方面的主要施工技术及其施工难点。

全桥主梁共划分了 105 个块件,分为挂篮悬浇、支架现浇和合拢块件 3 种类型。挂篮悬浇块件为 86 个,其中,标准节段为 82 个,非标准节段为 4 个;支架现浇块件为 16 个,其中,在 2 个塔区梁段块件共计 14 个,2 个边跨支架现浇段;合拢块件 3 个,标准节段长度为 6 m,合拢段长度均为 2 m。

收稿日期:2005-04-07

A Study of Seismic Performance for Guanhe Cable-Stayed Bridge

YE Ai-jun¹, HUA Xin², HAN Da-zhang²

(1. Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Communication Planning and Design Institute of Jiangsu Province, Nanjing 210005, China)

Abstract: At present, it is difficult to carry out the seismic design of a cable-stayed bridge, for there is no seismic design specification to abide by. The example of the Guanhe Cable-Stayed Bridge is taken in this paper, the seismic performance analysis is introduced, including choice of seismic design criterion, modeling of the bridge, dynamic characteristic analysis, seismic input motions, seismic response analysis, seismic performance check and approach to seismic measures, moreover. The long period issue of the seismic input motion is discussed.

Key words: cable-stayed bridge; dynamic characteristic; seismic response; seismic performance