

大纵坡曲线连续梁桥顶升加高改造后合理约束体系研究

蒋汉青

(广东冠粤路桥有限公司, 广东 广州 511400)

摘要: 针对改扩建项目中部分既有桥梁存在大纵坡、非规则、解除固结墩、顶升加高等特点, 以某曲线连续箱梁桥为例, 采用非线性时程方法, 对顶升前抗震性能进行重新评估, 再针对桥梁顶升后约束体系和抗震性能设防标准发生改变的情况, 分别选取三种不同类型的支座和约束体系进行抗震效果对比分析。结果表明: 设置高阻尼隔震橡胶支座能够有效地改善桥梁墩顶位移与墩身、桩身内力。全桥设置板式橡胶支座能够较为均匀地将地震作用力分配到各个桥墩, 但引起桥墩墩顶的位移较大, 尤其是过渡墩有发生落梁的可能性, 需要进行相应验算或设置防落梁装置。

关键词: 桥梁工程; 曲线连续箱梁桥; 大纵坡; 顶升加高; 约束体系

中图分类号: U448.213

文献标识码: A

Study on Reasonable Restraint System of Curved Continuous Box Girder Bridge with Large Longitudinal Slope after Jacking and Heightening Renovation

JIANG Hanqing

(Guangdong Guanyue Highway & Bridge Co., Ltd., Guangzhou 511400, Guangdong, China)

Abstract: In response to the characteristics of large longitudinal slopes, irregularity, unconsolidated piers, and elevated jacking in some existing bridges in the renovation and expansion project, taking a curved continuous box girder bridge as an example, a nonlinear time history method was used to reevaluate the seismic performance before jacking. Then, three different types of bearings and constraint systems were selected for comparative analysis of seismic performance, and the results showed that setting high damping isolation rubber bearings can effectively improve the displacement at the top of the bridge pier and the internal forces of the pier and pile body. The installation of plate rubber bearings throughout the bridge can evenly distribute seismic forces to each pier, but it causes significant displacement at the top of the pier, especially at transition piers where there is a possibility of falling beams. Therefore, corresponding verification calculations or installation of anti-falling beam devices are required.

Key words: bridge engineering; curved continuous box girder bridge; large longitudinal slope; elevated jacking; constraint system

近些年, 随着高速公路交通流量的日益增大, 各地出现高速公路改扩建的高潮。在高速公路改扩建中常常会出现扩建后既有桥梁的桥下净空不足, 需要对净空不足的桥梁进行处理。为了充分利用既有桥梁, 减少施工对高速公路运营的影响, 通常对净空不足的桥梁采用顶升加高的方式加以改造^[1]。在顶升加高的过程中, 经常会遇

到既有桥梁早期建设的抗震设防低、顶升时会改变结构的约束体系以及曲线梁桥同步顶升困难等问题, 特别是既有曲线连续梁桥, 当出现桥梁顶升加高后约束体系改变, 以及抗震设防等级提高时, 亟须重新对抗震性能进行评估。许多学者对曲线连续梁桥进行了多方面的研究, 梁瑞军^[2]在考虑曲线梁桥圆心角和隔震支座非线性等因素

收稿日期: 2024-04-24

作者简介: 蒋汉青, 路桥工程师, 本科, 研究方向为道路桥梁施工研究

下,对不同地震入射角和地震强度对曲线梁桥动力响应的影响进行了研究。满自亭^[3]对一个曲线梁桥顶升前后的地震响应进行了分析,并研究了不同墩高对地震响应的影响。李正英^[4]为了探索聚四氟乙烯滑板橡胶支座中的滑板与梁底钢板间摩擦耗能作用,以双线性模型及摩擦滑动单元模拟支座,对聚四氟乙烯滑板橡胶支座的隔震性能进行了研究。王伟军^[5]以一座曲线连续梁为例,考虑在近断层地震下,曲线连续梁桥地震响应及碰撞效应的影响。陈百奔^[6]研究了在高烈度区域内,不同抗震支座对曲线梁桥的隔震性能的影响。李一鸣^[7]针对高烈度区铁路曲线连续梁桥,采用了三种不同的减震方案进行了对比分析。其他学者在曲线梁桥在地震作用下的不均匀碰撞问题、曲率半径对地震响应的影响等方面也进行了研究^[8-10]。但以上研究主要是针对新建曲线梁桥,鲜有学者针对改扩建项目中存在大纵坡、非规则桥梁、约束体系改变、顶升加高的既有曲线连续梁桥顶升前后的抗震性能进行分析,以及顶升加高后合理的约束体系选择进行研究。

为了了解改扩建项目中既有曲线连续梁桥顶升前后的抗震性能,本文以中江改扩建项目某曲线连续箱梁桥为例,采用非线性时程方法,对大纵坡、非规则曲线连续箱梁桥整体顶升改造前后地震响应和不同类型支座设置的抗震效果进行研究,以得到一个合理的约束体系。

1 工程概况与有限元模型

1.1 工程概况

某曲线连续箱梁桥是某高速公路上一座匝道桥,在7#~9#跨上跨高速公路主线,于2004年通车至今。桥梁全长335.6 m,桥梁总宽15.5 m,桥梁纵坡为4%,曲线半径为 $R=200$ m。上部结构型式为普通钢筋混凝土连续箱梁,跨径组合为: $(6 \times 20 + 20 + 2 \times 25 + 20 + 6 \times 20)$ m。下部结构为柱式桥墩,座板式桥台;支座采用板式橡胶支座,其中3#、8#和13#桥墩为固结墩。桥梁布置图如图1所示。

1.2 改造方案

目前该高速公路正在改扩建,由于在某曲线连续箱梁桥位置高速公路主线两侧分别新增集散车道,导致其桥下净空不满足5.5 m,此次改扩建(图2)将该曲线连续箱梁桥整体顶升加高40 cm,以满足改扩建后桥下净空5.5 m的要求。顶升加高时,需要先解除3#、8#和13#桥墩固结

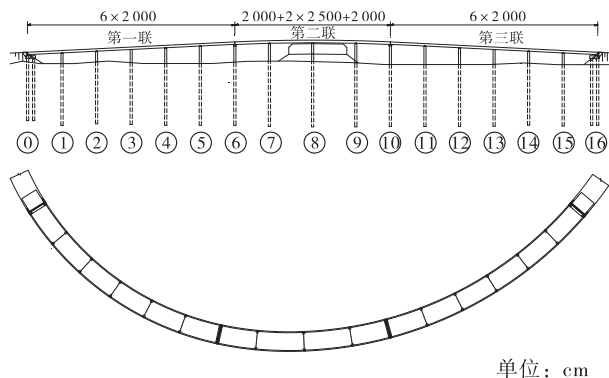


图1 桥型布置图

约束,同时更换桥梁全部支座,再对所有墩柱进行加高,最终落梁结束顶升。根据高速公路改扩建原则,对该桥顶升加高改造后需按照最新的设防标准和规范进行抗震性能验算。该桥原设计抗震设防烈度为Ⅵ度,由最新的地震安评报告及地震动参数划分可知,该桥场地抗震设防烈度为Ⅶ度,地震动峰值加速度为 $0.1g$,场地特征周期为 0.45 s。本文根据顶升前后抗震响应分析,合理选择桥墩支座类型和约束体系。



图2 现场顶升改造图

未顶升前,现状6#、10#过渡墩和0#、16#桥台采用GJZ $450 \times 800 \times 106$ 板式橡胶支座,其余墩柱均采用GYZ $D900 \times 115$ 板式橡胶支座。目前板式橡胶支座(图3)服役时间已经接近20年,现场检测发现,支座存在不同程度的剪切变形和其他病害,建议此次全部更换。



图3 板式橡胶支座现场照片

1.3 有限元模型模拟

为了更加准确地模拟大纵坡、曲线连续箱梁

桥顶升高前后的地震响应，采用有限元软件 Midas 对全桥 3 联进行模拟，模型节点数量为 937 个，单元数量为 871 个，桥梁上下部结构均采用梁单元模拟，桩土效应采用土弹簧进行模拟。支座根据不同类型分别按弹性连接和一般连接进行模拟。有限元模型如图 4 所示。

未顶升前有限元模型板式橡胶支座通过 2 个节点模拟，节点之间用弹性连接，支座力学参数详见下文 3.1 节，固结墩采用刚性连接模拟。如 5#桥墩 2 个支座分别通过 169、188、206、222 号节点连接，弹性连接号分别为 7 和 8。其余支座节点号及弹性连接号不在此一一列举。

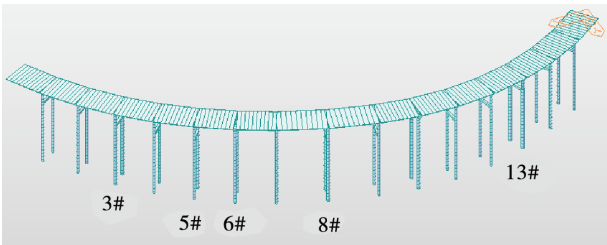


图 4 有限元模型示意

2 顶升前桥梁地震响应时程分析

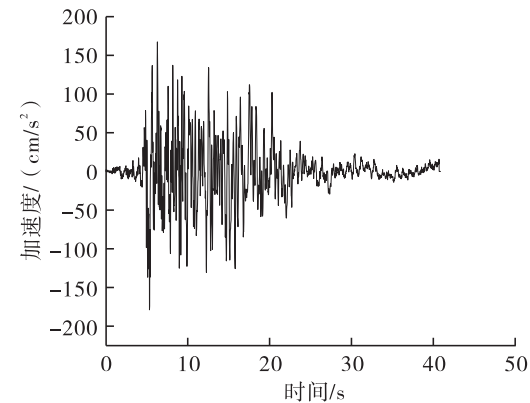
2.1 地震动输入

考虑到该桥为大纵坡曲线非规则梁桥，根据《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231 - 01—2020）的相关规定，采用非线性时程分析法进行 E2 地震工况分析。参考以往资料，结合计算分析，把两端支座中线连线方向和平面内与连线相垂直的方向作为地震加速度时程的输入方向^[3]。

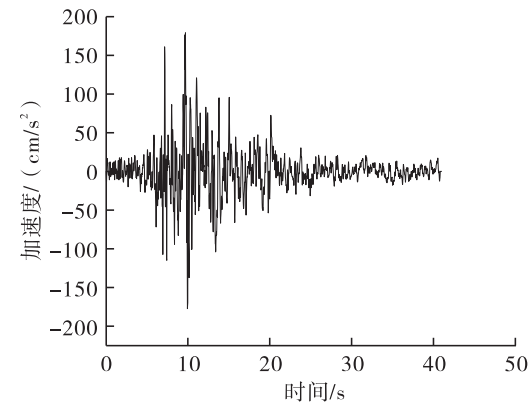
根据《深圳至岑溪高速公路中山新隆至江门龙湾段改扩建工程场地地震安全性评价报告》，该桥场地 50 年超越概率 2.5% 的地震峰值加速度归档到 0.1 g 区，场地的地震基本烈度为Ⅶ度。报告中给出的 3 个 E2 地震作用下的加速度时程函数如图 5 所示，根据抗震规范要求，当采用 3 组设计加速度时程计算时，应取 3 组计算结果的最大值。

2.2 地震响应时程分析

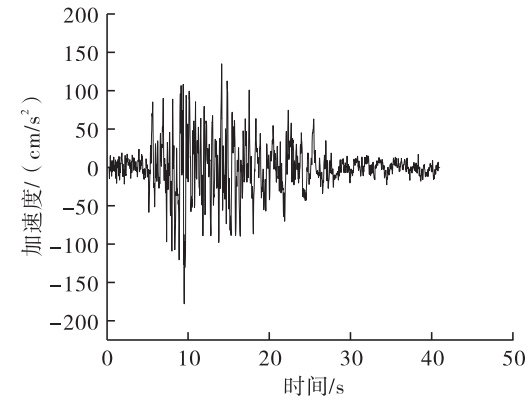
桥梁共 3 联，第 1、3 联为 6 跨，第 2 联为 4 跨，其中第 1 联墩柱高度最矮，地震效应最不利，以下地震响应时程分析主要选取第 1 联数据进行详细分析。下部结构均为设置系梁的柱式桥墩，支座采用板式橡胶支座，3#桥墩为固结墩，6#桥墩为过渡墩。现选取 3#、5#、6#桥墩墩柱、桩基关键节点内力进行时程分析。时程分析计算



(a) 时程函数 1



(b) 时程函数 2



(c) 时程函数 3

图 5 水平向 3 个设计地震动时程函数

结果如表 1、表 2 所示。

表 1 桥梁顶升前桥墩纵向内力验算表

墩号	位置	弯矩/ (kN·N)	剪力/ kN	等效屈 服弯矩/ (kN·N)	剪力 抗力/ kN	弯矩 能需比	剪力 能需比
3#	桥墩	10 520	1 845	8 372	989	0.80	0.54
	桩基	7 777	1 183	10 387	1 051	1.34	0.89
5#	桥墩	879	133	3 220	799	3.66	6.01
	桩基	878	152	3 527	819	4.02	5.39
6#	桥墩	1 114	169	4 096	833	3.68	4.93
	桩基	1 448	178	4 962	899	3.43	5.05

表2 桥梁顶升前桥墩横向内力验算表

墩号	位置	弯矩/ (kN·N)	剪力/ kN	等效屈 服弯矩/ (kN·N)	剪力 抗力/ kN	弯矩 能需比	剪力 能需比
3#	桥墩	10 127	2 123	7 744	961	0. 76	0. 45
	桩基	5 403	2 177	9 328	1 024	1. 73	0. 47
5#	桥墩	1 097	153	3 262	805	2. 97	5. 26
	桩基	381	109	3 571	824	9. 37	7. 56
6#	桥墩	1 069	203	3 972	824	3. 72	4. 06
	桩基	1 117	229	4 997	900	4. 47	3. 93

通过表1和表2的数据可以得知，未顶升前如按最新的Ⅶ级抗震设防烈度计算，在3#固结墩位置，桥墩纵横向弯矩分别为10 520 kN·m、10 127 kN·m，剪力分别为1 845 kN、2 123 kN，墩柱和桩基截面已经进入屈服状态，桥墩和桩基的抗弯、抗剪不满足规范要求。

3 顶升后桥梁地震响应时程分析

由前文可知，未顶升前曲线连续箱梁桥按最新的Ⅶ级抗震设防烈度计算，受力不满足规范要求。桥梁顶升时，需要先解除3#、8#、13#桥墩固结约束，再进行顶升加高，并同时更换支座。固结墩约束解除后，大纵坡曲线连续梁桥的约束体系发生了改变，可以对比分析不同支座的抗震效果，选择合理的约束体系，以满足大纵坡曲线连续梁桥的受力要求。

分别选择拉索盆式支座、高阻尼隔震橡胶支座、板式橡胶支座等三种类型支座进行抗震效果分析，分别对应方案一、方案二、方案三。支座类型和对应的约束方式见表3。

表3 三种不同支座类型和约束体系

分类	支座类型	水平方向约束方式
方案一	拉索盆式支座	3#、8#、13#桥墩为固定支座，其余曲线内侧墩柱横桥向均约束
方案二	高阻尼隔震橡胶支座	所有支座纵横向约束放开
方案三	板式橡胶支座	所有支座纵横向约束放开

3.1 支座力学参数

支座的型号首先要满足规范竖向承载力的要求，同时还需考虑支座的变形能力和隔震性能。第1联和第3联最大跨径为20 m，第2联最大跨径为25 m，根据支座反力计算，第1联和第3联最大支座反力为5 500 kN，第2联最大支座反力为6 200 kN，同时支座选型时还需要考虑一定的安全富余。

方案一选择了拉索盆式支座，分别有LSPZ6000

和LSPZ7000两种类型，两者竖向承载力分别为6 000 kN和7 000 kN。根据支座反力计算，第1联和第3联采用前者，第2联7#~9#桥墩采用后者，在3#、8#、13#桥墩为固定支座，其余桥墩曲线梁外侧桥墩支座为双向活动支座，内侧桥墩支座为单向活动支座。拉索盆式支座在Midas有限元模型中采用一般连接模拟盆式支座，盆式支座竖向和约束方向约束刚度取 1×10^7 kN/m，再定义一个间隙单元模拟拉索，支座拉索力学参数如表4所示。拉索盆式支座示意图如图6所示。

表4 方案一拉索盆式支座力学参数表

支座型号	屈前刚度/ (kN/m)	拉索水平刚 度/(kN/m)	拉索承载 能力/kN
LSPZ6000	48 400	65 600	2 400
LSPZ7000	53 800	72 900	2 800

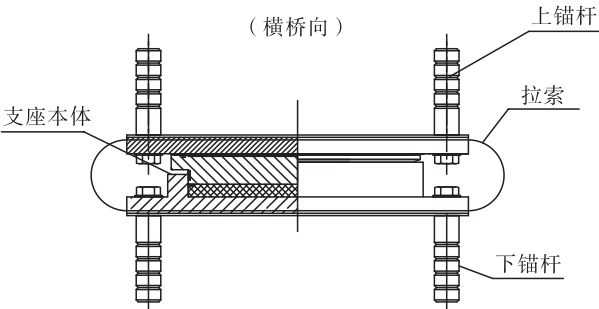


图6 拉索盆式支座示意图

方案二选择了高阻尼隔震橡胶支座，分别有HDR（Ⅱ）-720×770×236和HDR（Ⅱ）-770×820×246两种类型，两者支座竖向承载力分别为6 044 kN和6 945 kN。根据前面支座反力计算，第1联和第3联采用前者，第2联7#~9#桥墩采用后者，所有支座纵横向约束均放开。高阻尼隔震橡胶支座在Midas有限元模型中采用一般连接模拟，一般连接力学参数如表5所示。高阻尼隔震橡胶支座示意图如图7所示。

表5 方案二高阻尼隔震橡胶支座力学参数表

支座型号	初始水 平刚度/ (kN/mm)	屈服后水 平刚度/ (kN/mm)	水平等 效刚度/ (kN/mm)	竖向压 缩刚度/ (kN/mm)	等效阻 尼比/%
HDR（Ⅱ）- 720×770×236	9. 64	2. 75	3. 49	1813	12
HDR（Ⅱ）- 770×820×246	10. 33	2. 95	3. 74	1954	12

方案三选择了板式橡胶支座，支座型号和布置跟未顶升前保持一致，3个固结墩位置也设置板式橡胶支座，过渡墩和桥台采用GJZ 450×800×

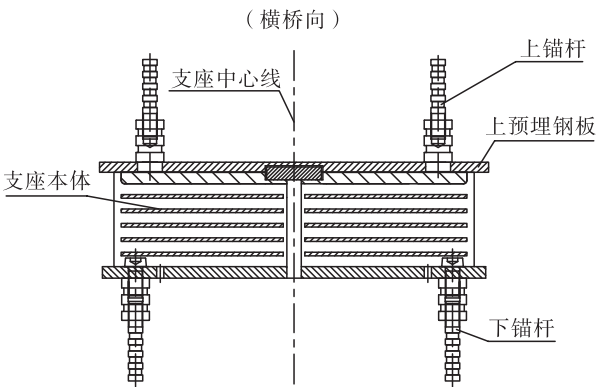


图 7 高阻尼隔震橡胶支座示意图

106 板式橡胶支座，其余墩柱均采用 GYZ D900 × 115 圆板式橡胶支座。支座力学参数如表 6 所示。板式橡胶支座示意图如图 8 所示。

表 6 方案三板式橡胶支座力学参数表			
支座型号	SDX/(kN/m)	SDY/(kN/m)	SDZ/(kN/m)
GJZ 450 × 800 × 106	2 637	2 637	928 552
GJZ D900 × 115	3 810	3 810	1 978 000

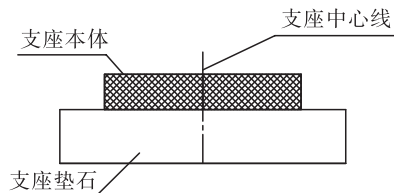


图 8 板式橡胶支座示意图

3.2 动力特性对比

将三种不同支座类型和约束体系分别进行动力特性对比，具体桥梁结构自振频率与振型见表 7。

表 7 不同类型支座桥梁结构自振频率对比				
振型阶数	自振频率/Hz			振型描述
	方案一	方案二	方案三	
1	0.418	0.436	0.431	一阶纵弯
2	0.426	0.471	0.452	二阶纵弯
3	0.454	0.478	0.465	三阶纵弯
4	1.127	0.489	0.479	一阶正对称横弯
5	1.217	0.507	0.484	一阶反对称横弯
6	1.869	0.517	0.501	二阶正对称横弯
7	1.965	0.567	0.554	二阶反对称横弯
8	2.030	0.581	0.565	桥墩横弯
9	2.245	0.603	0.598	三阶反对称横弯
10	2.676	2.797	2.797	桥墩纵弯

通过表 7 可知，方案一前三阶振型数值较为接近，到了第四阶，当拉索盆式支座中的拉索起约束作用后，桥梁结构刚度开始增大，自振频率

也开始变大，可以看出拉索盆式支座适用于高阶振型状态。方案二与方案三前十阶基频较为相似，前九阶基频数值比较接近，方案二因为采用了高阻尼隔震橡胶支座，桥梁结构产生了较多的局部振动的自振型状态。方案三由于板式橡胶支座在各个方向都没有约束，在水平自由方向无刚度影响。

3.3 地震响应时程分析

对三个方案分别进行 E2 工况下时程分析，由于文章篇幅限制，主要分析第 1 联 3#、5#、6# 桥墩墩柱各个方案下地震时程响应。

3.3.1 桥墩弯矩分析

分别选取第 1 联 3#、5#、6# 桥墩墩柱关键截面，在三个不同方案下的弯矩响应对比，具体数据如表 8、表 9 所示。

表 8 桥梁顶升后纵桥向桥墩弯矩对比分析						
验算内容	墩号 3#		墩号 5#		墩号 6#	
	桥墩	桩基	桥墩	桩基	桥墩	桩基
弯矩/ (kN · m)	方案一	8 950	12 095	582	827	1 110
	方案二	4 219	4 415	2 264	2 792	2 095
	方案三	2 878	3 880	2 157	2 649	2 914
	方案一	0.84	0.75	5.02	3.63	3.13
弯矩能需比	方案二	2.09	2.41	1.48	1.3	2.05
	方案三	3.06	3.09	1.55	1.37	1.48
	方案三	3.06	3.09	1.55	1.37	1.48

表 9 桥梁顶升后横桥向桥墩弯矩对比分析						
验算内容	墩号 3#		墩号 5#		墩号 6#	
	桥墩	桩基	桥墩	桩基	桥墩	桩基
弯矩/ (kN · m)	方案一	7 940	3 025	4 063	1 173	4 801
	方案二	834	657	1 630	585	1 099
	方案三	325	572	967	451	1 284
	方案一	0.94	2.95	0.7	2.48	0.66
弯矩能需比	方案二	10.56	16.17	2.08	6.25	3.79
	方案三	27.11	19.87	3.15	7.88	3.24
	方案三	27.11	19.87	3.15	7.88	3.24

通过表 8、表 9 可知，在三个方案中，方案一中 3# 桥墩和桩基产生的弯矩效应最大，分别为 8 950 kN · m、12 095 kN · m，方案二次之，方案三最小。通过对比不同的桥墩弯矩响应值可知，方案一中不同桥墩的关键截面弯矩响应值差别很大，如 3# 桥墩桩基弯矩为 12 095 kN · m，5# 桥墩桩基弯矩为 827 kN · m。方案二和方案三不同桥墩的关键截面弯矩响应值比较均匀，能够较好的分配各个桥墩的弯矩响应。从抗震性能验算的角度上，方案一中 3#、5# 桥墩抗震承载能力不满足要求，桥墩弯矩最小能需比为 0.7。方案二和方案三桥墩弯矩最小能需比分别为 1.3 和 1.4。

3.3.2 桥墩剪力分析

分别选取第 1 联 3#、5#、6#桥墩墩柱关键截面，在三个不同方案下的剪力响应对比，具体数据如表 10、表 11 所示。

表 10 桥梁顶升后纵桥向桥墩剪力对比分析						
验算内容	墩号 3#		墩号 5#		墩号 6#	
	桥墩	桩基	桥墩	桩基	桥墩	桩基
剪力/kN	方案一	1 430	1 677	145	147	169
	方案二	478	613	277	465	285
	方案三	476	612	264	464	287
弯矩能需比	方案一	0.67	0.61	5.21	5.3	4.7
	方案二	2.11	1.73	2.96	1.79	2.98
	方案三	2.12	1.72	3.1	1.8	2.96

表 11 桥梁顶升后横桥向桥墩剪力对比分析						
验算内容	墩号 3#		墩号 5#		墩号 6#	
	桥墩	桩基	桥墩	桩基	桥墩	桩基
剪力/kN	方案一	1 868	435	843	195	785
	方案二	127	197	180	110	199
	方案三	123	87	179	109	185
弯矩能需比	方案一	0.51	2.33	0.89	3.97	0.99
	方案二	7.95	5.37	4.59	7.63	4.21
	方案三	8.21	12.1	4.58	7.65	4.53

通过表 10、表 11 可知，在三个方案中，方案一中 3#桥墩和桩基产生的剪力效应最大，分别为 1 868 kN、1 677 kN，方案二次之，方案三最小。通过对比不同桥墩的剪力响应值可知，方案一中不同桥墩的关键截面剪力响应值差别很大，如 3#桥墩剪力为 1 868 kN，5#桥墩剪力为 145 kN，对于新建桥梁可以通过不同截面尺寸和配筋解决，但对于既有桥梁应该避免各个桥墩剪力响应差异太大。方案二和方案三中不同桥墩的关键截面剪力响应值比较均匀，能够较好的分配各个桥墩的剪力响应。从抗震性能验算的角度上，方案一中 3#、5#、6#桥墩抗震承载能力不满足要求，桥墩弯矩最小能需比为 0.51。方案二和方案三中桥墩弯矩最小能需比分别为 1.73 和 1.72。

3.3.3 桥墩墩顶位移分析

分别选取第 1 联 3#、5#、6#桥墩墩柱关键截面，对比三个不同方案下的桥墩墩顶位移，如表 12 所示。

通过表 12 可知，方案一在 3#桥墩是约束了纵桥向，所以桥墩支座纵桥向位移为 0。整体来看方案三的各个桥墩支座位移较大，最大位移量为 10.9 cm。方案一桥墩位移次之，方案二桥墩位移最小，最大位移量为 5.1 cm。

表 12 桥梁顶升后桥墩支座位移对比分析

方案	桥墩支座纵桥向位移/cm			桥墩支座横桥向位移/cm		
	3#	5#	6#	3#	5#	6#
方案一	0	7.4	7.3	1.1	2.7	1.8
方案二	5.1	1.3	4.6	2.4	1.1	3
方案三	10.9	6.8	9.6	4	2.8	4.8

通过分别分析三个不同方案 E2 抗震工况下桥墩关键截面弯矩、剪力和位移，再与未顶升前的抗震性能进行对比可知：①方案一在全桥设置拉索盆式支座后，比未顶升前 3#桥墩为固结墩的地震响应值要小，但减小的幅度有限，主要是由于对于矮墩的小跨径连续箱梁桥，一般的拉索盆式支座拉索限位数值较大，还没有等拉索完全发挥作用，桥墩已经进入屈服状态。②方案二中，3#、5#、6#墩柱在纵横向弯矩响应值均小于等效屈服弯矩，剪力也满足要求，可见采用高阻尼隔震橡胶支座后，桥墩地震响应值有明显减少，桥墩支座位移也相应增加，其中 6#过渡墩支座纵桥向位移为 4.6 cm，支座位移数值满足限值要求，限值为 5.3 cm。③方案三中，3#、5#、6#墩柱在纵横向弯矩、剪力满足规范要求，支座纵横向位移显著增加，其中 6#过渡墩支座纵桥向位移为 9.6 cm，支座位移较大，需要定制专门的滑动板式橡胶支座以适应大变形。综上所述，建议全桥更换支座选取高阻尼隔震橡胶支座。

4 桥梁现场顶升情况分析

4.1 现场顶升数据分析

设计顶升方案是使 3 联桥整体同步顶升 40 cm，但是现场施工时，由于不可控因素较多，出现了桥梁不同步顶升的情况，3 联桥存在不同程度顶升高度差异，现场具体监测数据如表 13 所示。

由表 13 可知，对于单个桥墩而言，第 3 联 14#内侧桥墩顶升高差最大，最大高差为 17 mm，其余桥墩均发生不同程度的高差，为了安全考虑，按照计算最不利原则，选择最不利的强制位移进行受力验算。

4.2 顶升后受力分析

根据 4.1 节数据分析可知，现场顶升时出现了前后和左右桥墩顶升高度存在相对高差，导致主梁可能发生强制位移，对主梁受力产生影响，需要重新对顶升后桥梁按照 85 规范进行承载能力和正常使用状态验算。第 3 联最大强制位移按

表 13 墩顶竖向位移监测数据表

联数	墩号	顶升高度/mm		相对高差/mm	
		内侧	外侧	内侧	外侧
第 1 联	0#	397	401	-3	1
	1#	395	396	-5	-4
	2#	393	391	-7	-9
	3#	396	392	-4	-8
	4#	399	394	-1	-7
	5#	398	397	-2	-3
	6#	396	401	-4	1
	6#	398	392	-3	-8
第 2 联	7#	399	402	-1	2
	8#	401	411	1	11
	9#	398	399	-2	-1
	10#	394	388	-6	-13
	10#	396	394	-4	-6
第 3 联	11#	398	395	-2	-6
	12#	401	395	1	-5
	13#	392	395	-8	-6
	14#	383	394	-17	-6
	15#	397	398	-3	-2
	16#	411	401	11	1

17 mm 计算，由于文章篇幅限制，仅列出第 3 联验算结果。具体计算结果如表 14、表 15 所示。

表 14 第 3 联承载能力验算结果表

截面位置	弯矩效应值/ (kN·m)	弯矩抗力值/ (kN·m)	安全系数
边跨跨中	17 461	20 503	1. 17
中跨跨中	14 179	20 503	1. 45
边跨支点	19 472	25 336	1. 30
中跨支点	20 777	25 336	1. 22

表 15 第 3 联裂缝宽度验算结果表

截面位置	裂缝宽度/mm	裂缝限值/mm
边跨跨中	0. 19	0. 2
中跨跨中	0. 15	0. 2
边跨支点	0. 18	0. 2
中跨支点	0. 19	0. 2

通过上述计算可知，第 3 联承载能力验算满足 85 规范要求，最小安全系数为 1. 17。裂缝宽度验算也满足规范要求，现场裂缝宽度监测数据也均小于裂缝限值。其余两联桥承载能力和正常使用状态验算均满足规范要求。

5 结论

针对改扩建项目中需要解除固结墩、顶升加高、具有大纵坡、非规则的曲线连续梁桥，采用了非线性时程方法，对既有桥梁顶升前抗震性能进行重新评估，再对既有桥梁顶升后分别选取三种不同类型的支座进行抗震效果对比分析，同时对现场顶升情况进行了分析，得到以下结论：

（1）对于改扩建项目中，大纵坡、非规则的既有曲线连续箱梁桥进行顶升加高改造时，需要考虑因约束体系改变、抗震设防等级变化、支座损伤等因素，应重新对既有桥梁抗震性能进行评估和验算。

（2）对于大纵坡、非规则的既有曲线连续箱梁桥，设置高阻尼隔震橡胶支座会使得桥墩抗推刚度产生变化，全桥整体刚度重分布，桥墩墩底与桩顶弯矩明显减小。设置板式橡胶支座，也能通过支座的滑移减少墩柱位移与抗震响应，但对于过渡墩需要设置防落梁装置。

参考文献：

[1]李富,黄华江,李明国. 高速公路桥梁盖梁顶升施工与监测[J]. 广东公路交通,2022,48(6):78-81.

[2]梁瑞军,王浩,沈惠军,等. 考虑地震动随机性的隔震曲线连续梁桥动力响应分析[J]. 振动工程学报,2020,33(4):834-841.

[3]满自亭,刘世忠,李丽园,等. 曲线预应力连续宽体箱梁桥整体顶升改造前后地震反应对比分析[J]. 兰州交通大学学报,2013,32(4):90-95.

[4]李正英,蒋林均,李正良. 曲线连续梁桥支座模型对结构地震反应影响分析[J]. 振动与冲击,2015,34(2):182-186.

[5]王伟军,虞庐松,李子奇,等. 近断层地震特性对隔震曲线连续梁桥地震响应的影响[J]. 地震工程学报,2022,44(1):86-92,127.

[6]陈百奔,冯仲仁,王雪峰. 抗震支座在高烈度区域曲线连续梁桥减震设计中的应用[J]. 公路,2017,62(10):90-97.

[7]李一鸣,虞庐松,南鹏. 高烈度地震区曲线连续梁桥的减隔震方案研究[J]. 铁道建筑,2017,57(9):43-47.

[8]李正英,刘斌,杨跃威. 强震作用下曲线连续梁桥碰撞响应分析[J]. 建筑结构学报,2016,37(S1):349-355.

[9]王兰,王明. 曲线连续梁桥的地震响应分析[J]. 公路,2013(1):136-143.

[10]亓兴军,申永刚. 三维地震动作用下曲线连续梁桥减震控制研究[J]. 振动与冲击,2012,31(6):119-125.