

# 防落梁装置对隔震桥梁地震相应的影响

贺健<sup>1</sup>, 张胜利<sup>2</sup>

(1. 上海市市政工程设计研究总院, 上海市 200092; 2. 舟山大陆连岛工程指挥部, 浙江舟山 316032)

**摘要:** 该文通过对桥梁防落梁装置的分析研究, 讨论了防落梁装置的刚度、强度和桥墩地震相应的关系, 及在隔震设计的桥梁上的应用, 并提出了“两水准”挡块的设计思想。

**关键词:** 防落梁装置; 隔震; 桥梁; 动力特性

**中图分类号:** U442.55 **文献标识码:** A **文章编号:** 1009-7716(2006)05-0059-03

## 1 概述

采用隔震装置, 使得大部分的变形集中到了隔震装置上, 其刚度必然不能取值很高, 在强烈的地震作用下, 有时隔震装置的变形可能达到不适当的程度, 使地震的残余变形过大而难以修复, 严重的可以导致落梁等灾难性破坏的发生, 因此, 通常在桥梁构造措施中, 在上部结构和下部结构之间设置一些防落梁装置。防落梁装置不发生作用时, 上部结构可以不受约束的振动, 当其发挥作用时, 可以限制上部结构过大的位移, 但是, 在隔震设计和防落梁装置之间, 存在着一定的设计原则上的矛盾。为了充分发挥隔震装置的作用, 通常情况下, 要求上部结构的变形余地比较大, 而防落梁装置的设置, 多数仅从构造角度出发, 以限制上部变形为目的, 使得防落梁装置在较低水准地震作用下已经发生作用, 一方面减低了隔震装置的隔震效果, 另一方面也使得地震响应和下部结构之间的惯性力分配关系发生变化, 所以只有正确地把握防落梁装置对隔震桥梁动力特性的影响, 才能使得设计的隔震桥梁合理可靠。

目前, 国内学者对防落梁装置如挡块等的抗震性能的研究并不很多, 我国的桥梁工程规范也仅将挡块作为一种构造措施, 而不计挡块对桥梁动力响应的影响。国外在防落梁装置的研究上相对深入, 如日本学者通过振动台试验和理论分析表明, 采用防落梁装置的桥墩分担的地震力明显增大, 同时指出防落梁装置的刚度对桥梁的响应影响比较大, 而防落梁装置的阻尼的大小对响应的影响相对较小; R. Jankowski, K. Wilde, Y. Fujino [4] 对隔震桥纵横向地震作用下, 上下部结构相邻梁间的碰撞进行了分析, 认为碰撞对整个结构的响应影响较大, 行波效应中波速对碰撞及结构响

应影响比较重要, 同时横桥向所受的影响相对纵桥向为小。

研究表明, 一些构造装置, 如挡块, 在中等强度的地震作用下就可能已经发生作用, 从而改变了结构初始状态下的动力响应方式, 使得惯性力的分配途径有了明显变化, 在计算结构中不考虑其影响, 应该说存在不妥; 挡块等的设置和隔震设计的原则上存在一定冲突, 在较高水准地震作用下, 两者之间的影响应在设计上予以考虑。

## 2 案例分析

限于问题的复杂性, 该文研究主要以数值计算来说明问题, 为了考察桥减隔震支座及防落梁块的非线性影响, 计算采用动力时程分析。

计算采用的桥例为一 7 跨连续梁, 跨径组合  $1 \times 20 \text{ m} + 5 \times 25 \text{ m} + 1 \times 20 \text{ m}$ , 全长 165 m, 该例中曲率半径取为 200 m, 墩高相同, 均为 7 m, 桥墩体积配箍率为 0.3%, 主筋为  $24\Phi 28$ , 上部结构为一单室箱梁, 为简化分析模型, 假定各墩墩底为固结。结构计算简图见图 1。X 轴平行于两桥台的连线, Y 轴平行于水平面, Z 轴为竖向, 梁截面几何参数: 面积  $2.7 \text{ m}^2$ , 竖向抗弯惯矩为  $0.522 \text{ m}^4$ , 横向抗弯惯矩为  $12 \text{ m}^4$ , 抗扭惯矩为  $3 \text{ m}^4$ 。采用 40 # 混凝土。

墩截面几何参数: 直径 1.2 m 的原型实心墩, 面积  $1.131 \text{ m}^2$ , 抗弯惯矩  $0.1018 \text{ m}^4$ , 采用 30 # 混凝土。

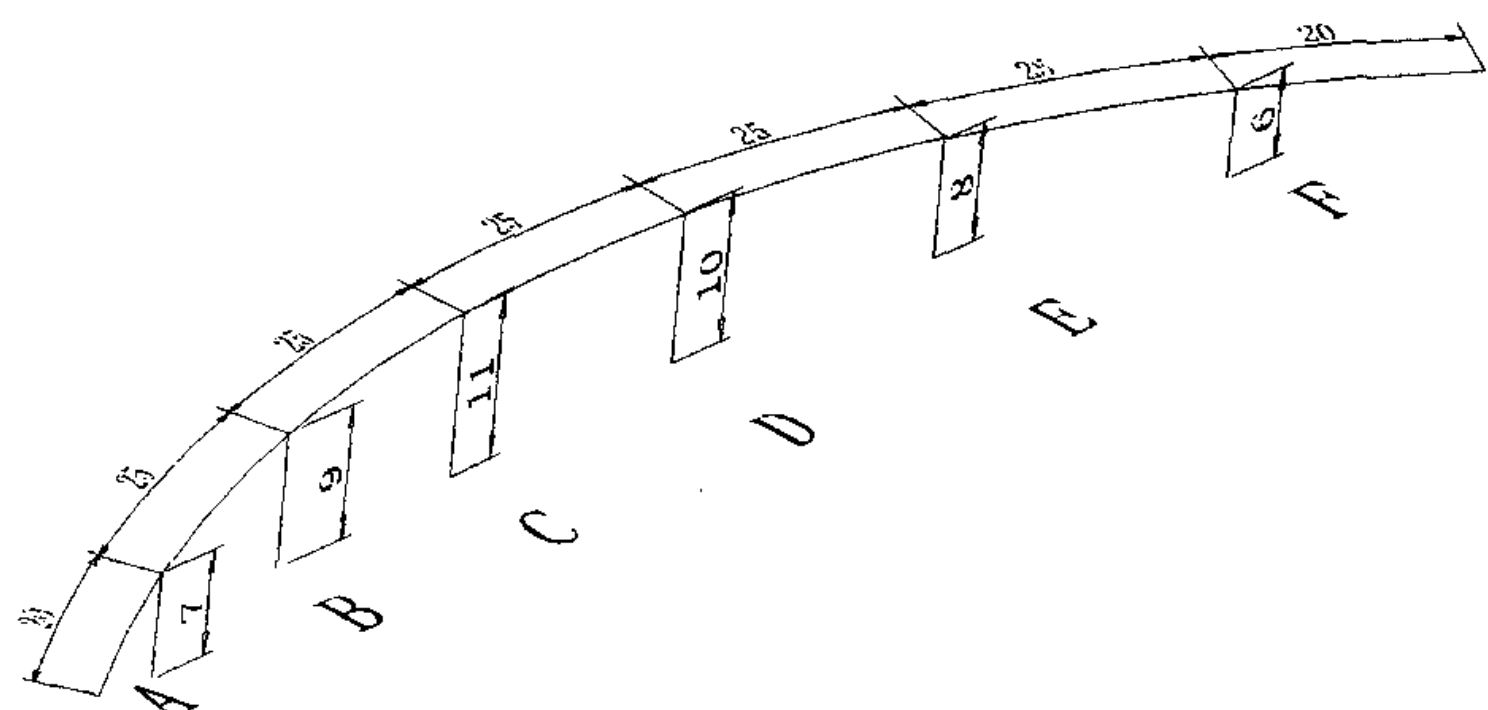


图 1 结构计算简图

收稿日期: 2006-07-10

作者简介: 贺健(1970-), 男, 工程师, 安徽滁州人, 从事桥梁设计工作。



地震波为 ELCEN 波,沿  $y$  方向输入,加速度峰值分别取  $0.2\text{ g}$  和  $0.4\text{ g}$ ,考虑横桥向的限位挡块,挡块模型为有间隙的弹簧单元,其分析模型如图 2。当挡块的剪力大于失效力(或对应位移大于失效位移时),认为挡块破坏,刚度为 0。该例中挡块为混凝土挡块,刚度  $K$  为  $1.45\text{e}8(\text{N/m})$ ,挡块间隙为  $3\text{ cm}$ ,隔震支座考虑铅芯和滑板支座两种情况,刚度取值同前,并分别计算不设挡块的情况,计算结果列于表 1、表 2。

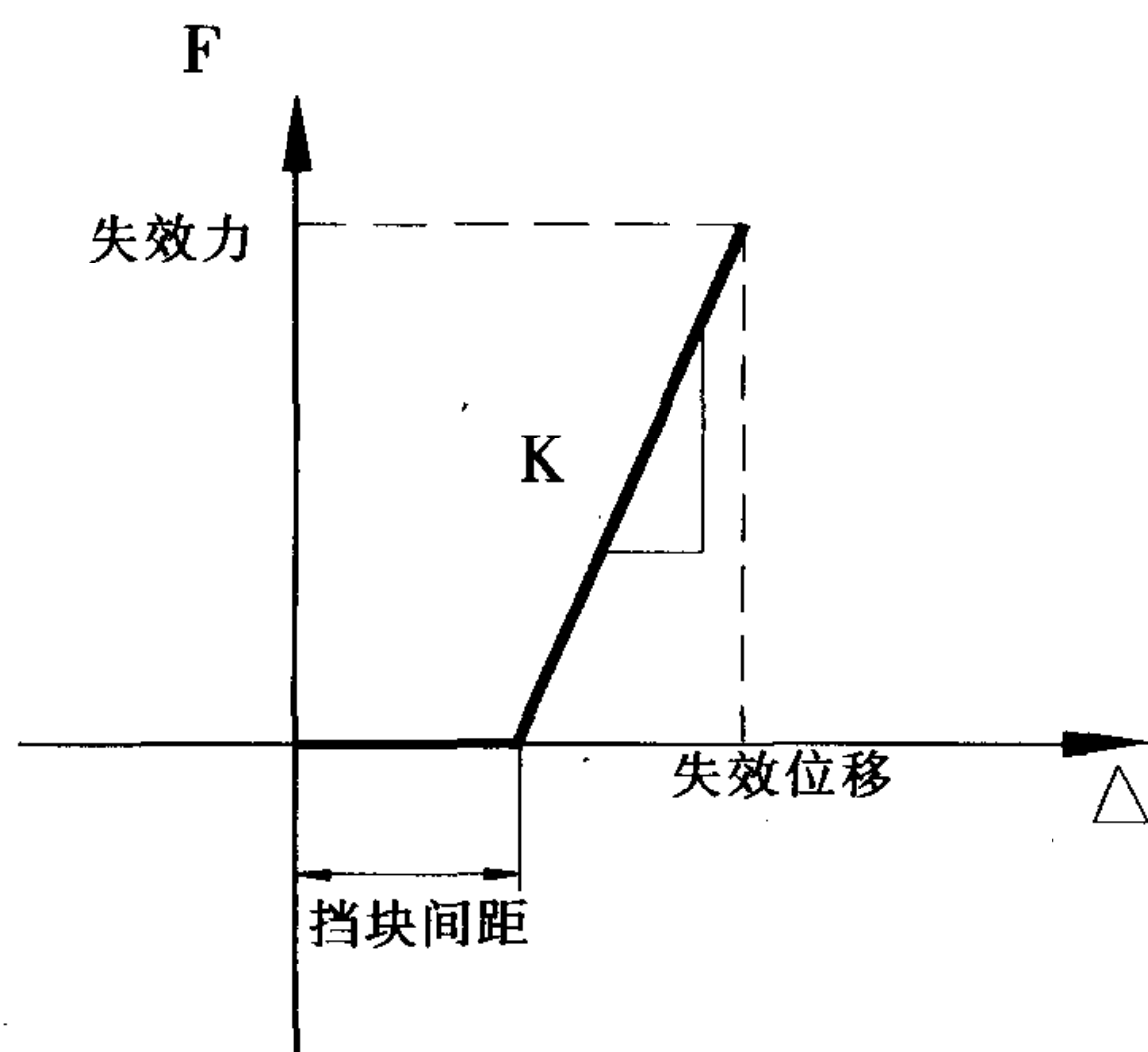


图 2 分析模型简图

表 1 ELCEN 波  $0.2\text{ g}$  计算结果

	铅芯支座 + 挡块	铅芯支座	滑板支座 + 挡块	滑板支座
A(边)墩处梁最大径向位移(m)	0.02022	0.02021	0.02576	0.02534
C(中)墩处梁最大径向位移(m)	0.03415	0.03415	0.04351	0.04986
墩顶最大位移	A 墩(m)	0.00331	0.00332	0.00379
	B 墩(m)	0.00384	0.00385	0.00556
	C 墩(m)	0.00415	0.00396	0.0117
	D 墩(m)	0.00414	0.00398	0.01168
	E 墩(m)	0.00384	0.00384	0.00551
	F 墩(m)	0.00331	0.00333	0.00384
A 墩挡块最大剪力(N)	0	/	0	/
C 墩挡块最大剪力(N)	0.60332 E+04	/	0.27363 E+06	/
墩底最大弯矩	A 墩(m)	620330	623800	718280
	B 墩(m)	722440	723300	1.0463E6
	C 墩(m)	781560	743820	2.2359E6
	D 墩(m)	779190	746600	2.2298E6
	E 墩(m)	720610	721450	1.0412E6
	F 墩(m)	621030	624990	727060

从上表中可明显看出,挡块的存在对上下部结构变形的限制作用。在  $0.2\text{ g}$  的铅芯支座模型中,上下部结构相对变形较小,各墩横桥向地震力分布呈现由边墩到中墩逐渐变大,A 墩的挡块尚未发生作用,所以和不设挡块的对应铅芯支座模型的差别很小。但 C 墩的一侧挡块已经产生作

表 2 ELCEN 波  $0.4\text{ g}$  计算结果

	铅芯支座 + 挡块	铅芯支座	滑板支座 + 挡块	滑板支座
A(边)墩处梁最大径向位移(m)	0.05194	0.04499	0.04861	0.05536
C(中)墩处梁最大径向位移(m)	0.06527	0.07174	0.06161	0.0915
墩顶最大位移	A 墩(m)	0.00331	0.00332	0.00379
	B 墩(m)	0.00384	0.00385	0.00556
	C 墩(m)	0.00415	0.00396	0.0117
	D 墩(m)	0.00414	0.00398	0.01168
	E 墩(m)	0.00384	0.00384	0.00551
	F 墩(m)	0.00331	0.00333	0.00384
A 墩挡块最大剪力(N)	0.75269 E+06	/	0.79361 E+06	/
C 墩挡块最大剪力(N)	0.70163 E+06	/	0.65599 E+06	/
墩底最大弯矩	A 墩(m)	3.5797E6	1.0244E6	3.1949E6
	B 墩(m)	5.1499E6	1.1949E6	4.4766E6
	C 墩(m)	5.7582E6	1.2884E6	5.0877E6
	D 墩(m)	5.7303E6	1.2891E6	5.0795E6
	E 墩(m)	5.1109E6	1.1959E6	4.4551E6
	F 墩(m)	3.5374E6	1.02E6	3.1664E6

用,在限制了上下部相对变形的同时,也加大了墩顶的变形,滑板支座的 A 墩挡块也未发生作用,但 B、C 墩的两侧挡块则产生了较大的作用,改变了整个结构的动力响应形态,墩顶最大位移和墩底最大弯矩急剧增大,但此时桥墩依然处于弹性状态,应该说此时对位移的限制还是有利的。加大地震烈度,当峰值达到  $0.4\text{ g}$  时,横桥向的各桥墩挡块均发生作用,图 3 显示了铅芯支座模型在设置挡块和不设挡块时 C 墩上下部相对位移随时间变化,挡块的限位作用明显消弱了减隔震支座的减隔震效果,当不设挡块的模型桥墩依然未达到屈服时,设置挡块的两种模型的桥墩墩顶弯矩都全部超过屈服弯矩。

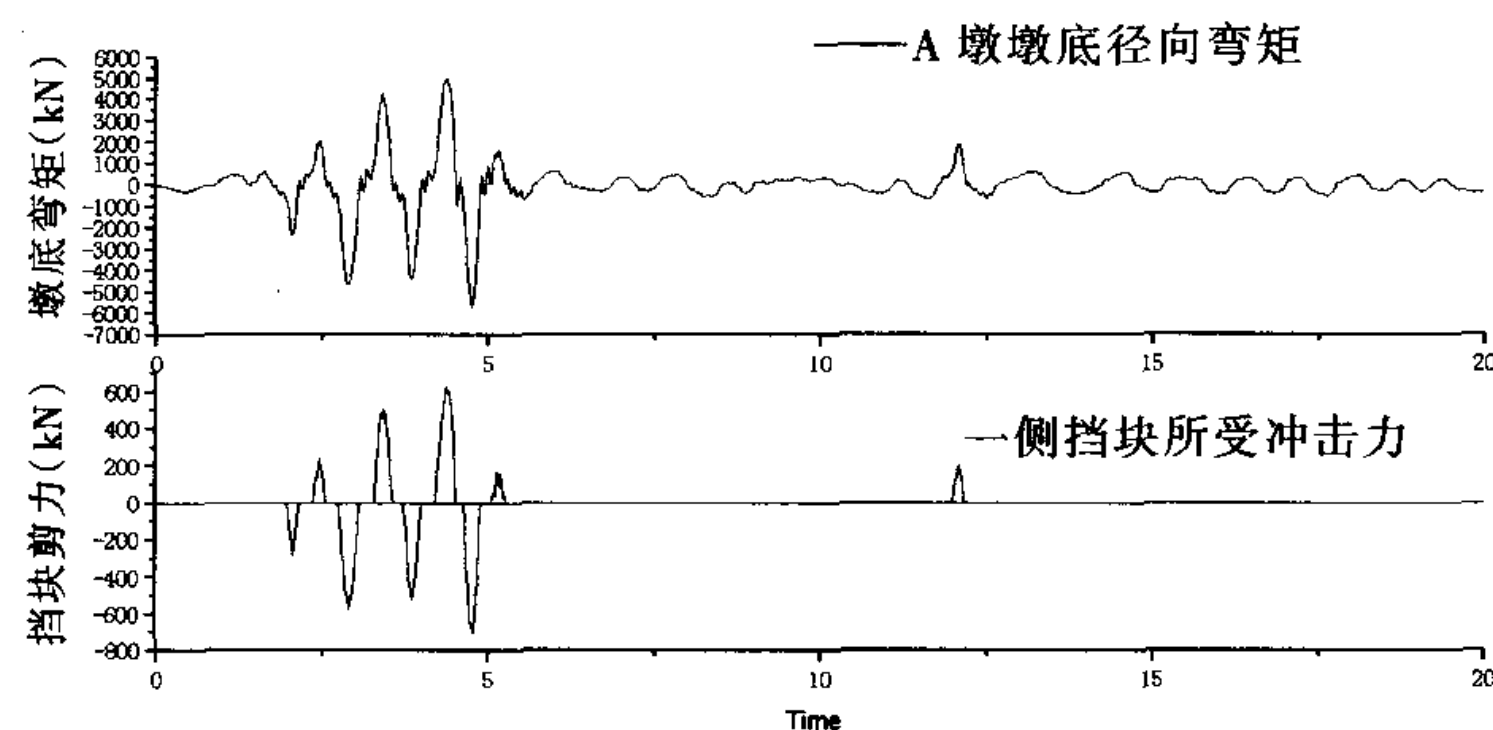


图 3 梁与墩顶的相对位移图

图 4 绘出挡块的碰撞剪力随时间的变化图,同时绘出了桥墩弯矩的变化图,可以从图中直观地看出挡块所受冲击力和桥墩弯矩变化的关系。

显然,挡块的存在使得结构的动力响应发生了剧烈变化。对于较低水准地震而言,间距较小的



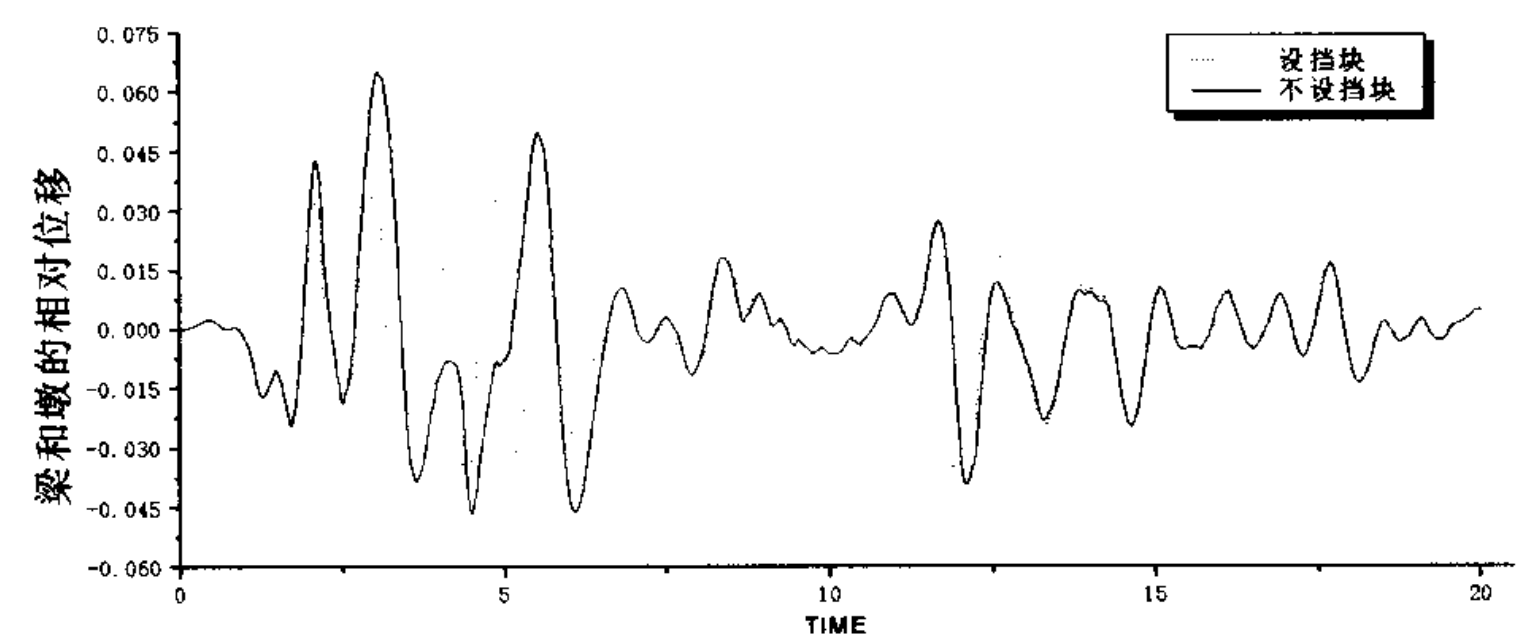


图 4 挡块剪力与墩底弯矩随时间变化图

挡块尽管由于可能受到上部结构的冲击而对桥墩产生不利影响,但由于地震力较小,桥墩依然可以处于弹性状态,同时有效地限制了上部位移,特别是对于缺乏自恢复力的滑板支座而言,可以减小震后残余变形,便于修复。对于较高水准的地震,间距小的挡块则明显限制了减隔震支座的变形能力,降低了减隔震支座的效果。显然,设置两水准的抗震挡块,在较小的地震中限制位移,同时使得桥墩处于弹性状态,而在罕遇地震中让隔震装置充分发挥作用是一个合理的选择,例如在采用较小刚度和小间距的挡块限制主梁相对变形,设计使其失效力略小于受保护构件抗弯能力的墩顶剪力,在剧烈地震时,近距挡块破坏失效,充分发挥减隔震支座的效果,同时为了避免支座失稳或限制过大相对变形防止落梁,另外设置一个间距较大且不易破坏的挡块。

在该例中桥墩屈服弯矩为 3 000 kN, 设置双重挡块,挡块一刚度为  $8e7$  N/m,失效力为  $3.4e5$  N,间距为 2 cm,挡块二刚度为  $1.45e8$  (N/m),铅芯支座模型间距为 6 cm,滑板支座时为 7 cm,同样输入 ELCEN 波 0.2 g 和 0.4 g 计算,结果见表 3。

表 3 采用两水准挡块计算结果

		铅芯支座 + 挡块		滑板支座 + 挡块	
		0.2 g	0.4 g	0.2 g	0.4 g
A 墩梁最大径向位移(m)		0.019783	0.050674	0.026399	0.069777
C 墩梁最大径向位移(m)		0.030661	0.077451	0.037286	0.090504
墩顶最大位移	A 墩(m)	0.00334	0.0138	0.0058	0.00985
	B 墩(m)	0.00563	0.01155	0.00993	0.01221
	C 墩(m)	0.00881	0.01571	0.01354	0.01764
	D 墩(m)	0.00881	0.01564	0.01352	0.01758
	E 墩(m)	0.00559	0.01146	0.00988	0.0122
	F 墩(m)	0.00332	0.01371	0.00575	0.00979
墩底最大弯矩	A 墩(m)	627050	2.5839E6	1.0825E6	1.94E6
	B 墩(m)	1.0513E6	2.1875E6	1.8752E6	2.3842E6
	C 墩(m)	1.6575E6	2.9677E6	2.5392E6	3.3121E6
	D 墩(m)	1.6569E6	2.9545E6	2.5362E6	3.3031E6
	E 墩(m)	1.0434E6	2.1721E6	1.8648E6	2.3822E6
	F 墩(m)	623360	2.5682E6	1.075E6	1.9275E6

图 5 为滑板支座模型在 0.2 g ELCEN 波作用下挡块一的冲击力, 及上部结构相对变形和未设

挡块的滑板支座模型的对比, 图 6 为两水准挡块的作用关系和上部结构的相对变形图。

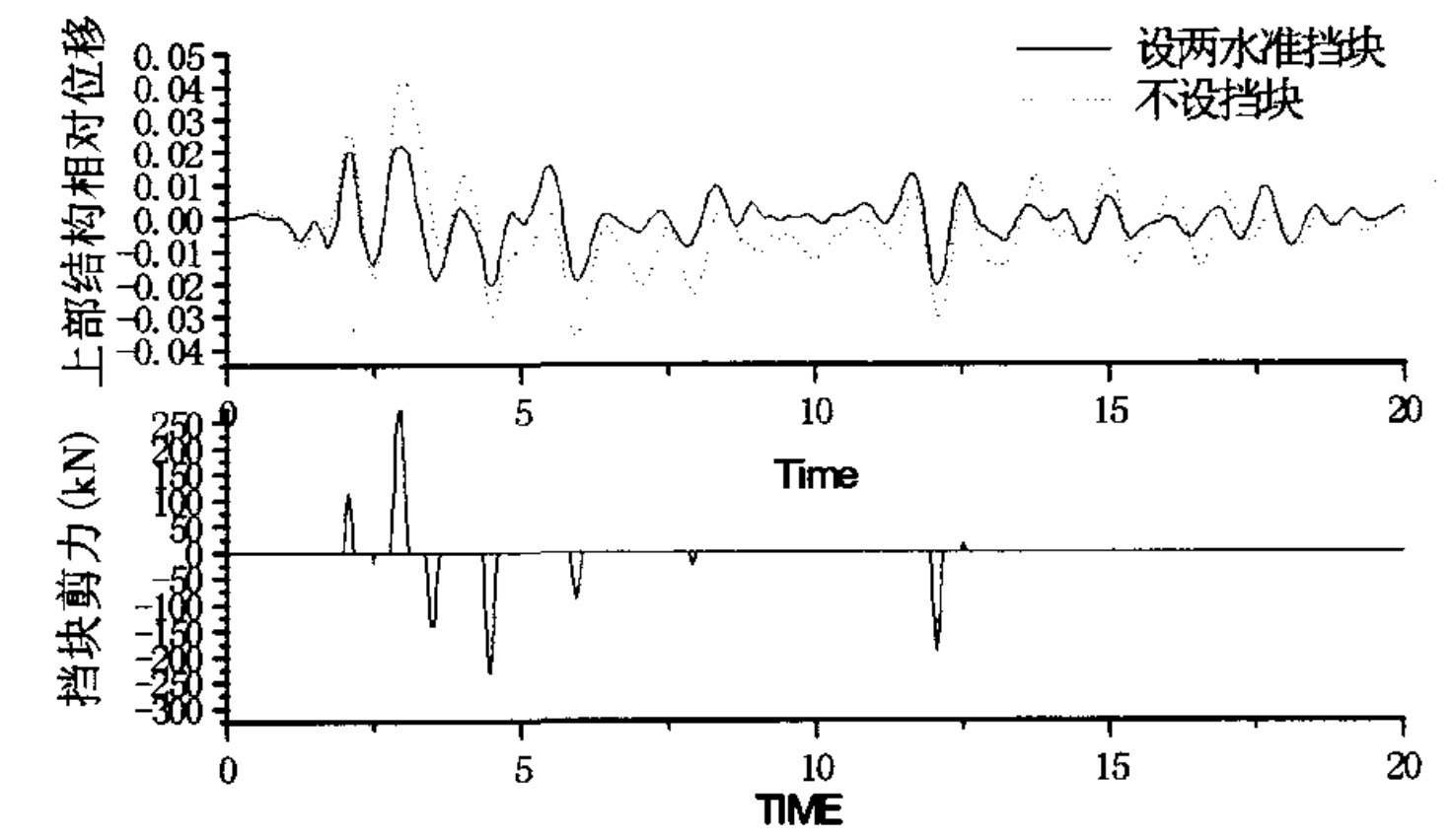


图 5 挡块剪力、上部结构相对位移对比图

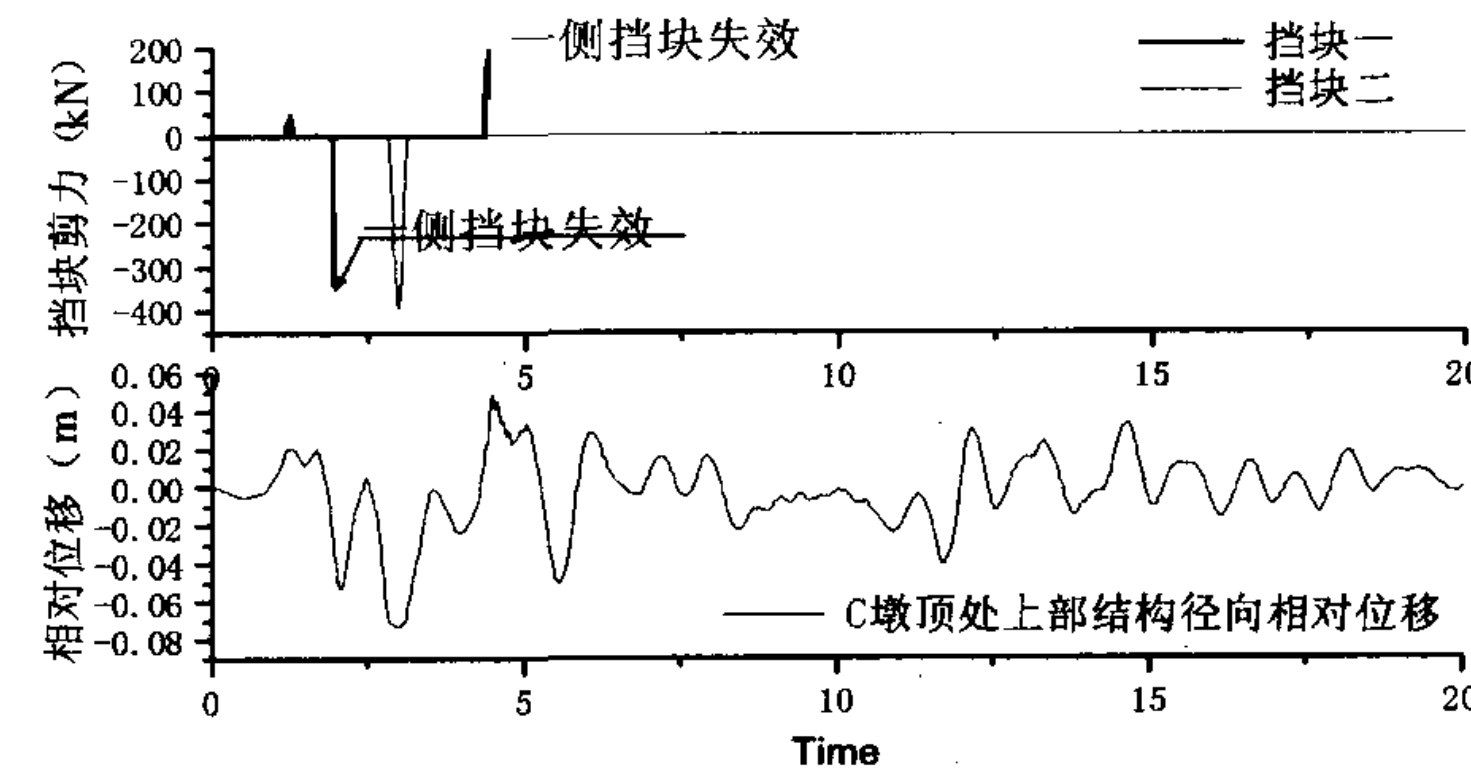


图 6 相对位移、挡块剪力对比图

在该例中,峰值 0.2 g 时的相对位移可以限制在 2 cm 内(不设挡块时位移将近 5 cm),且桥墩处于弹性状态,0.4 g 的峰值对应普通设置的挡块,桥墩的弯矩已远大于屈服弯矩,而不设挡块的滑板支座模型,相对位移将近 9 cm,采用两水准挡块时,铅芯支座模型桥墩依然未进入屈服,滑板支座模型也仅刚达到屈服弯矩。

3 工程实践

东海大桥非通航孔桥梁中地震力计算分别考虑 50 a 超越概率 10%和 50 a 超越概率 2%进行两水准的抗震设计,经分析计算,纵向地震输入时,地震力不控制设计,而横向地震则是结构计算的控制工况,且如果要满足地震力的要求,将要大幅增加下部结构的造价。经过仔细分析计算,最终采用了隔震原理,设置了两水准的挡块和防落梁装置,以桩的承载能力为依据。在地震力大于桩的承载能力时,首先设计支座挡板剪坏,剪坏力根据结构布置在 140 ~ 160 t 之间,并在横隔梁与桥墩间设置了强大的第二道混凝土构造,在允许结构发生较大变形以期耗散地震能量的同时,提供落梁保护和后期复位的支点。

伊朗德黑兰北部高速公路 BR-06 大桥的设计中采用了类似的方法,伊朗处于地震(下转 80 页)



