

文章编号:1671-6833(2008)04-00106-06

刚架拱桥力学性能分析

张凯^{1,2}, 李宇¹, 周燕³

(1. 北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 山东交通学院 土木工程系, 山东 济南 250023;
3. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

摘要: 在役旧刚架拱桥大多破损严重, 以山东省三二七线某运河大桥为例, 结合钢架拱桥的结构特点, 采用空间有限元法对其进行了静力和动力性能的分析, 对其受力特点和损伤破坏的机理进行了探讨, 揭示了按照旧规范设计的旧刚架拱桥存在承载能力不足, 急需加固维修的使用状况. 分析结果为其性能评估提供了基础, 为桥梁的继续安全使用、养护、加固、改建或限载通行提供了可靠的技术资料, 其结果可用于其它类似桥梁的分析.

关键词: 刚架拱桥; 有限元法; 力学性能; 性能评估

中图分类号: U 448 **文献标识码:** A

0 引言

刚架拱桥作为拱与斜腿刚架的复合结构, 是多次超静定的空间受力体系. 此种桥型具有结构轻巧、整体性好、适用性强、造型美观、施工方便、经济效益明显等特点^[1-2], 我国在上世纪七十到八十年代修建了大量的刚架拱桥, 但是经过多年的运营之后大多破损严重. 因此, 研究在役旧刚架拱桥的力学特性, 对刚架拱桥进行综合评价, 从而反映和揭示在役刚架拱桥的实际承载能力和使用状况, 是确保其施工和运营安全性的重要保证. 由于结构的复杂性, 传统的计算手段并不能对破损部位和结构整体进行精确的分析, 一般需要采用有限元^[3-4]方法对结构的力学性能进行精确地分析计算.

1 计算理论与空间模型

1.1 考虑施工过程的计算图式

刚架拱桥的结构计算要考虑其施工工序, 第一阶段为桥面系施工前, 主拱腿支座和斜撑支座均为铰接(即施工时不封固), 结构的受力只有恒载作用; 第二阶段为桥面系施工后, 主拱腿支座已封固, 主拱腿支座为固结状态, 结构的受力包括恒载、活载及其它荷载的作用; 弦杆支座无论第一、第二施工阶段均为允许水平位移的竖向链杆.

1.2 力学性能分析计算方法

刚架拱桥的力学性能分析涉及结构的静力性能和动力性能分析两个部分, 其计算内容包括对结构整体的分析和结构局部部位的分析计算两方面, 桥梁建模模型的选择可以采用平面模型或者空间模型来模拟. 目前关于多片拱肋组成的刚架拱桥荷载横向分布的计算存在较大的争议性, 有弹性支撑连续梁法(过高的估计了桥面板的连续性)、偏心压力法(假定横隔梁为无限刚性, 实际上是做不到的)、推力体系的比拟板法(考虑的整体作用较弱, 和实际也有较大误差), 这3种方法计算结果和试验比照误差都比较大, 因而要对结构进行精确地分析计算必须建立空间结构模型来分析计算. 笔者以三二七线某运河大桥为例进行分析.

1.3 基本假定

三二七线运河大桥位于山东省, 是省道三二七线上的一座重要的桥梁, 采用刚架拱桥的结构形式, 跨径组成为50+60+60+40+40+30 m, 建于上世纪90年代, 目前已建成通车14年. 设计的荷载标准按照汽超-20, 挂-120. 目前该桥破损比较严重. 采用MIDAS/Civil桥梁结构有限元分析软件建模的总体假定如下.

(1)为简化处理, 模型中不考虑桥梁纵坡, 分别以各截面上缘为偏心距建模.

收稿日期:2008-07-29; 修订日期:2008-08-20

作者简介:张凯(1976-), 男, 河南南召人, 山东交通学院助教, 北京交通大学博士研究生, 从事桥梁耐久性、桥梁抗震及数值分析计算等研究.

(2)荷载方面,考虑如下:①恒载包括两部分.一期恒载为主拱自重;二期恒载为桥面系(桥面铺装、防撞护栏、人行道、栏杆等)自重.②汽车荷载.设计荷载标准偏低,原先设计荷载为老规范的汽超-20,挂-120,相当于按照新规范(《公路桥涵设计通用规范 JTJD60-2004》^[5])的公路 I 级荷载.分析时按照公路 I 级荷载计算.③人群荷载.按照 3.0 kN/m^2 考虑.④温差荷载.系统温差,按升温 20 度,降温 25 度考虑.日照温差:按规范采用正温差 13.3 度,负温差 6.7 度.基础变位:按照基础沉降 5 mm 考虑.

(3)荷载工况按承载能力极限状态考虑如下:①LCB1: $1.2 \times$ 恒载 + $1.4 \times$ 汽车荷载(含冲击力) + $1.12 \times$ 人群荷载;②LCB2: $1.2 \times$ 恒载 + $1.4 \times$ 汽车荷载(含冲击力) + $0.98 \times$ 人群荷载 + $0.98 \times$ 系统温差影响力;③LCB3: $1.2 \times$ 恒载 + $1.4 \times$ 汽车荷载(含冲击力) + $0.84 \times$ 人群荷载 + $0.84 \times$ 系统温差影响力 + $0.84 \times$ 基础变位.结构重要性系数取为 1.0 .

(4)荷载工况按正常使用极限状态考虑如下:①LCC1: $1.0 \times$ 恒载 + 0.7 (或 0.4) \times 汽车荷载(不含冲击力) + 1.0 (或 0.4) \times 人群荷载;②LCC2: $1.0 \times$ 恒载 + 0.7 (或 0.4) \times 汽车荷载(不含冲击力) + 1.0 (或 0.4) \times 人群荷载 + $1.0 \times$ 系统温差影响力 + $0.8 \times$ 日照温差影响力;③LCC3: $1.0 \times$ 恒载 + 0.7 (或 0.4) \times 汽车荷载(不含冲击力) + 1.0 (或 0.4) \times 人群荷载 + $1.0 \times$ 系统温差影响力 + $1.0 \times$ 基础变位 + $0.8 \times$ 日照温差影响力.

1.4 空间模型

计算模型的模拟着重于结构刚度、质量和边界条件的模拟,它们应尽量和实际结构相符.结构的刚度模拟主要指杆件的轴向刚度、弯曲刚度、剪切刚度、扭转刚度,有时也包括翘曲刚度的模拟等.结构的质量模拟主要指杆件的平动质量和转动惯量,平动质量可以用堆聚质量或一致分布质量的处理方式,而转动惯量则视桥面系的模拟方式不同可以自动形成或按实际截面的质量分布情况计算后作为输入数据填入.边界条件的模拟和结构的支承条件相符,如支座的形式、基础的形式等.这3个主要因素直接与结构的静、动力特性有关,因此,对它们的处理是否得当对计算结果的准确性至关重要.本桥在建立计算模型时做如下模拟.

1.4.1 拱肋、主拱腿、次拱腿的模拟

刚架拱桥的拱肋、主拱腿、次拱腿、桥墩均为主要受力构件,在外界荷载作用下,截面上既有轴力,

还有剪力、弯矩的存在,因而可选用 MIDAS 软件的空间梁单元来模拟.主拱腿和墩台之间由于是采用了在墩台上预留槽,后插入主次拱腿,然后将预留槽的缝隙用砂浆填满堵实的工艺,因而在施工阶段按铰接处理,成桥阶段按固结处理.弦杆支座无论恒载、活载均作为允许水平位移的竖向链杆.

梁单元的节点具有六个自由度,其中3个线位移分量 u_i, v_i, w_i 或 u_j, v_j, w_j 和3个转角分量 $\theta_{ix}, \theta_{iy}, \theta_{iz}$ 或 $\theta_{jx}, \theta_{jy}, \theta_{jz}$, 与此相应的节点力和节点力矩分量是 $U_i, V_i, W_i, M_{ix}, M_{iy}, M_{iz}$ 或 $U_j, V_j, W_j, M_{jx}, M_{jy}, M_{jz}$. 其中 θ_{ix}, θ_{jx} 和 M_{ix}, M_{jx} 分别是扭转角和扭矩,其余的 θ 和 M 表示转角(斜率)和弯矩,而 u, v, w 和 U, V, W 分别表示相应于局部坐标 x, y, z 方向的线位移分量和节点力分量.

这种模型将拱肋、主拱腿、次拱腿的刚度(竖向、横向挠曲刚度和扭转刚度)、质量(平动质量和转动惯量)都集中在重心上,各单元的刚度系统和质量系统都是正确的.后面的墩、台、桩基均采用这种单元.

1.4.2 墩台、基础的模拟

墩台、基础截面尺寸大,因而刚度大、变形小,在静、动力性能分析中,其模拟方法的不同对结构的受力性能影响较小,因而采取固端的方法处理.

1.4.3 桥面系的模拟

桥面系采用了预制微弯板、肋腋板,上面浇注 C30 混凝土找平层和铺装层.微弯板与拱肋的连接比较复杂,我国有关规范偏保守按照半嵌固的形式进行微弯板的受力计算.而在结构的整体分析中,顺桥向微弯板和拱肋是通过后浇注的混凝土固结在一起的,横桥向是一种半固结的形式,这种约束的强弱取决于后浇注混凝土的厚度,这里采用横向固结的方式.桥面板采用厚板单元来模拟,考虑桥面板与主拱肋的联合作用,由于桥面铺装破损严重,不考虑桥面铺装对结构的刚度贡献.

1.4.4 连接系的模拟

刚架拱桥在拱腿和拱肋之间均设置有横系梁,有利于结构的整体受力,保证了结构受力均匀.连接系采取梁单元来模拟.

1.4.5 细部处理

刚架拱桥在主拱腿与拱肋相交的地方设置大节点,次拱腿(斜撑)与拱肋相交的地方设置小节点.建模时,大节点与小节点处均采用刚性连接.

1.4.6 支座的模拟

本桥支座分别采用 MIDAS 里面的弹性连接和节点自由度之间的主从关系来模拟.按照上面的模

拟方式建立空间模型如图1所示:



图1 三二七线刚架拱桥计算模型

Fig.1 Calculation model of three-two-seven road line rigid frame arch bridge

2 计算结果与分析

2.1 静力分析

刚架拱桥的静力性能分析主要包括结构在外荷载作用下截面的内力、变形两方面,而结构截面的内力与施工过程成有关:不同施工阶段,结构体系不同,所受到的外荷载也不相同.因而静力分析过程中考虑了实际的施工过程对结构内力的影响,按照施工步骤一步步进行加载,并完成相应的体系转换.

静力分析需要进行结构的整体分析和局部分析两方面:一是全桥的整体分析,选取该桥关键截面包括跨中、主拱腿拱角、斜撑拱角、边弦杆、中弦杆截面,验算其不同工况条件下的内力及变形值,确定其受力状况;二是建立该桥的局部实体模型,主要是破损严重的微弯板进行局部受力分析,找出其破坏机理.

2.1.1 挠度分析

此处挠度长期增长的影响通过构件刚度的折减,截面刚度折减系数按照规范^[5-6]的要求取全截面的0.8,以及考虑时间的影响引入混凝土收缩徐变的作用来体现的.表1给出了不同工况条件下的位移值.

表1 不同工况作用下各截面挠度

Tab.1 Section deflection under different conditions

计算截面	作用工况						实测值	
	考虑收缩徐变			不考虑收缩徐变				
	LCC1	LCC2	LCC3	LCC1	LCC2	LCC3		
跨中	-53	-70	-75	-6	-22	-28	-86.3	1.15
边弦杆中部	-10	-10	-12	-1	-6	-17	-13.6	1.13
中弦杆中部	-23	-32	-37	-3	-12	-9	-40.3	1.09
大节点	-49	-62	-67	-3	-15	-21	-71.7	1.07
小节点	-14	-21	-25	-2	-8	-12	-26.5	1.06

注:表中校验系数是按照考虑收缩徐变影响的LCC3工况实测值与计算值的比值.

从计算结果来看,结构的挠度较大,达到跨径的近1/500,这说明在设计之初结构尺寸设计的过小,结构的刚度偏低,结构偏于不安全.从考虑混凝土的收缩徐变与否可以看出结构相差较大,但是因为混凝土收缩徐变的作用而增加的挠度值对不同截面位置影响不同,在跨中处可增加5 cm左右,接近因为荷载作用引起的挠度的2倍.由此可见收缩徐变作用是引起目前结构变形增大的主要原因.

从荷载试验的实测值和理论值比较来看,该桥的校验系数《大跨径混凝土桥梁的试验方法》规定的0.7~1.05的要求,桥梁实测值大,说明桥梁破坏严重,需要尽早维修加固.

2.1.2 截面内力分析

在截面内力分析中,按照承载能力极限状态,分3种工况考率.由于剪力很小,不控制设计,表2中未列出.截面受力验算按照承载能力和正常使用极限进行,裂缝宽度控制在0.2 mm,但从现场实测结果来看,裂缝肉眼清晰可见,正常使用的裂缝开展宽度已经远远不满足.其承载能力结果见表2:

表2 不同工况作用下各截面内力

Tab.2 Section internal force under different conditions

计算截面及内力	作用工况			截面承载能力验算	
	LCB1	LCB2	LCB3		
跨中	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	167	191	123	满足
	$N(\text{kN})$	-492	-768	-398	
主拱腿拱角	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	127	153	126	不满足
	$N(\text{kN})$	-1727	-1819	-800	
次拱腿拱角	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	49	84	51	不满足
	$N(\text{kN})$	-928	-952	-458	
实腹段端部	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	329	388	239	承载力不足
	$N(\text{kN})$	-1290	-1516	-749	
中弦杆端部(靠小节点)	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	162	163	310	满足
	$N(\text{kN})$	-757	-787	-416	

从上表可以看出该拱桥主次拱腿设计尺寸偏小,导致承载力不足.在外荷载作用下,极易发生主次拱腿的开裂,进而降低整个桥体的使用性能.因而在刚架拱桥的设计中,拱腿的设计必须引起足够的重视.

2.1.3 微弯板分析

假设在外界荷载作用下,整个截面仍然处于线弹性阶段,取单块微弯板,板长2.49 m,两个加腋之间距离1.25 m,建立实体模型.微弯板与梁肋之间采用后浇混凝土连接,因而微弯板端部按照固结方式来模拟.考虑两种工况,第一种工况为不考虑桥面铺装的联合作用,第二种工况为考虑桥面铺装的联合作用.

第一种工况取桥面铺装平均厚度15 cm,将

作用荷载扩散到桥面板的面积为 $(a + 2h) \times (b + 2h) = 0.5 \times 0.7 \text{ m}$, 分析结果见图2与图3所示。第二种工况分析结果见图4与图5所示。

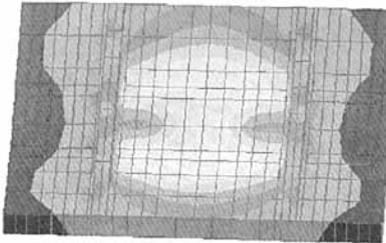


图2 微弯板底部的拉应力分布云图
Fig.2 Tensile stress at the bottom of micro-bending plate

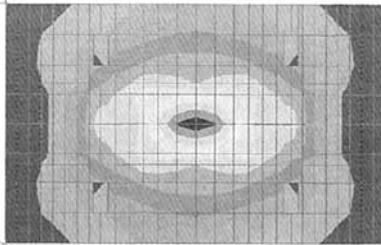


图3 微弯板顶部压应力分布云图
Fig.3 Compressive stress at the top of micro-bending plate

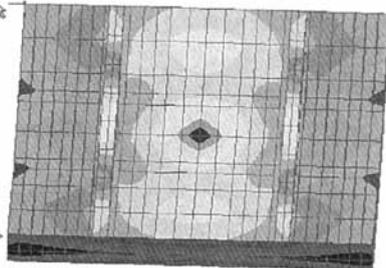


图4 微弯板底部的压应力分布云图
Fig.4 Compressive stress at the bottom of micro-bending plate

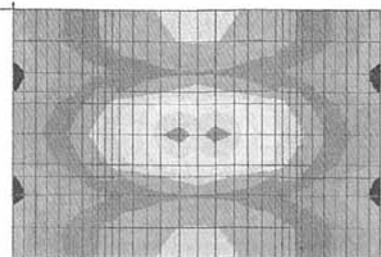


图5 微弯板顶部拉应力分布云图
Fig.5 Tensile stress at the top of micro-bending plate

板顶、板顶最大应力值列表,其结果见表3。从上面分析可以看出,考虑桥面铺装的作用与否结果差别很大,不考虑桥面铺装的作用条件下,微弯板板顶、板底应力值是考虑情况下的5倍左右。由于桥面板C30混凝土的抗拉设计强度为1.39 MPa,极限抗拉强度为2.01 MPa。因而在考虑微弯板作用下,微弯板将不会出现开裂现象,在桥面铺装损坏或者桥面铺装与微弯板之间联系弱化时,微弯板的应力大多增加,微弯板将在跨中位置出现开裂现象。

表3 两种情况下微弯板应力比较
Tab.3 Comparison of micro-bending plate stress under two conditions

位置	工况 I /MPa	工况 II MPa	数值比 (I / II)
板顶压应力	5.620	1.076	5.22
板底拉应力	4.387	0.912	4.81

本桥在使用14年之后,桥面铺装损坏严重,因而在微弯板中间位置出现裂缝是必然的。

2.2 动力分析

桥梁结构的动力特性主要指固有频率、振型^[7],反映了桥梁的刚度指标,通过其数值的大小可以判断桥梁结构运营状况和承载性能^[8]。

运用模态分析功能可以求得结构的动力特性,在模态分析中,模态的提取常常采用子空间迭代法。利用MIDAS空间模型进行模态分析,前5阶自振频率与振型特性如表4,振型见图6所示。

而采用《钢筋混凝土桥涵设计通用规范JTJD60-2004》附录给出的经验公式进行计算,可以得到基频 $f_1 = 1.74$,与空间模型的计算结果误差达到68%。

从以上计算结果可以看出:

(1)对于刚架拱桥的计算需要建立空间有限元模型进行精确分析。采用经验公式进行简单分析时由于实际结构质量、刚度分布的不均匀性,计算结果往往误差很大。

表4 运河大桥自振频率与振型特性

Tab.4 Natural frequency and vibration mode of the canal bridge

序号	频率理论值 /Hz	频率实测值 /Hz	振型
1	1.034 47	0.886 78	一阶对称侧弯
2	4.583 618	4.328 67	一阶反对称扭转
3	6.781 971	6.345 26	一阶对称竖弯
4	6.782 293	6.534 67	一阶对称扭转
5	7.569 711	7.344 53	一阶反对称竖弯

(2) 刚架拱桥的跨中、主拱腿拱角、斜撑拱角、边弦杆、中弦杆截面以及微弯板是结构受力薄弱部位,容易出现开裂.设计时必须适当的加大截面或配筋量.

(3) 刚架拱桥的动力特性方面:侧弯、扭转振

型出现较早,这说明结构设计时截面的横向抗弯、抗扭刚度较弱,结构容易发生横向的振动,造成主拱腿和次拱腿,以及伸缩缝的破坏.对该类桥型设计时必须注意加大拱腿的截面尺寸,加密横隔板的间距,增强横向约束.

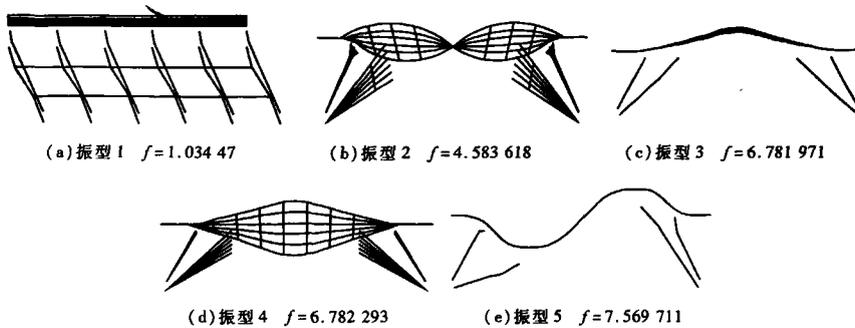


图 6 5 阶振型图

Fig. 6 Five classes mode shapes charts

(4) 结构在第六、第七阶出现了主拱腿和次拱腿的局部振动现象,说明了主次拱腿刚度不足,使用中容易在拱角以及拱腿和主梁相接部位的大小节点出现裂缝.结构在第八阶就出现了左右拱片分别向两侧振动现象,说明结构的横向联系太弱,容易造成横隔梁受拉以及微弯板受拉破坏.

3 结论

笔者以山东省三二七线运河刚架桥为例,讨论了刚架拱桥损伤破坏的机理,分析表明:

(1) 在役刚架拱桥大多都存在主次拱腿考虑不足,截面尺寸偏小,配筋不足的问题,从而造成桥梁易发生侧向振动,拱腿和大小节点开裂的问题.

(2) 在役刚架拱桥微弯板设计厚度偏薄.在考虑桥面铺装的联合作用时微弯板才能满足使用要求,当桥面铺装施工质量较差,或者破损严重不能参与结构受力时容易造成微弯板的开裂.裂缝首先自中间向顶部延伸.

(3) 在役刚架拱桥承载力设计普遍偏低,无论是拱肋还是主次拱腿截面尺寸偏小,造成结构承载力较小.

(4) 旧刚架拱桥拱片之间联系较弱,结构的

整体性较差,必须加强横向联系.

(5) 对刚架拱桥的静力、动力力学分析表明:我国按照旧规范设计的刚架拱桥在运营多年之后普遍存在着承载能力不足,破坏严重,需要进行修理加固的问题.

参考文献:

- [1] 莫露露,莫其荣.刚架拱桥的承载能力[J].中南公路工程,2002,27(2):41-43.
- [2] 周新平,宗雪梅.钢架拱桥荷载横向分布系数研究[J].郑州大学学报:工学版,2007,28(2):101-104.
- [3] 戴公连,李德建.桥梁结构空间分析方法与应用[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [4] 陈淮,申折会.斜靠式拱桥动力特性研究[J].郑州大学学报:工学版,2005,26(4):25-28.
- [5] (JTJ D 60-2004).公路桥涵设计通用规范[S].北京:人民交通出版社,2004.
- [6] (JTJ D 62-2004).公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].北京:人民交通出版社,2004.
- [7] 李国豪.桥梁结构稳定与振动[M].北京:中国铁道出版社,1992.
- [8] 严志刚,黄炳章.大跨度刚架-拱组合结构桥的动力特性分析[J].桥梁建设,2005,(03):5-7.

Mechanical Property Analysis of Rigid Frame Arch Bridge

ZHANG Kai^{1,2}, LI Yu¹, ZHOU Yan³

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 2. Civil Engineering Department, Shandong Jiaotong University, Jinan, 250023, China; 3. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

Abstract: The old rigid frame arch bridges in service are most seriously damaged. Taking three - two - seven road line canal bridge of Shandong province as an example, the paper analyzed the static and dynamic performance of the rigid frame arch bridge by using finite element method. The stress characteristics and the mechanism of damage and fracture were discussed, and it revealed that the old rigid frame arch bridge designed under the old norms lacks bearing capacity and needed reinforced maintenance. The results provided the basis for its safe use, maintenance, strengthening, rebuild or load limit. The conclusion can be used for the other similar bridge analysis.

Key words: rigid frame arch bridge; finite element method; mechanical property; performance evaluation

(上接第105页)

[19] 天津大学. 钢筋混凝土异形柱结构技术规程. JGJ 149 - 2006. 北京, 中国建筑工业出版社. 2006.

[20] GB50011 - 2001. 建筑抗震设计规范. 北京, 中国建筑工业出版社. 2001.

The Analysis of Responses of RC Frame - shear Wall Structure with Specially Shaped Columns Under Earthquake

QIN Li^{1,2}, JIA Xiao - gang², YANG Yan - bo²

(1. School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092 China; 2. School of Architectural and Civil Engineering, Northeast dianli University, Jilin 132012, China)

Abstract: Pieces of news that RC frame - shear wall structure with specially shaped columns in service were severely torsional deformed and even collapsed are always reported, which were largely caused by the disadvantage layout of shear - walls. The layout of shear - walls of an actual structure of this type had been adjusted in this paper, and then methods of modal analysis and time - history analysis were used to study the seismic responses of two different layouts of RC frame - shear walls with specially shaped columns. It is found that the seismic behavior of the adjusted model has improved obviously when having slightly variations of shear value at the bottom of structure. The maximum story displacement and natural period are reduced most apparently by 14.4% and 4.34%.

Key words: RC frame - shear wall structure with specially shaped columns; modal analysis; elastic time - history analysis; story displacement