

键槽仿真材料结构模型试验研究^①

周 汉 黎翊伟

(能源部、水利部中南勘测设计院)

摘 要: 本文通过两个大比例尺仿真材料结构模型试验和非线性有限元分析,研究了东江水电站双曲拱坝坝后式引水管道与坝体连接键槽在每组荷载工况下的结构受力特征。依据键槽、缝面钢筋和锚筋在垂直荷载和水平荷载作用下的实测应力数据,分析了混凝土与钢筋之间的联合工作情况和应力分配规律,描述了超载状态下结构的破坏机理,为键槽结构设计提供了参考数据。

关键词: 大比例尺, 仿真, 非线性有限元, 综合分析。

中国图书分类号 TV311

东江水电站双曲拱坝,坝高 157m, 厚高比 0.22。坝后式引水管道采用下游坝面管的布置型式。管、坝分期施工,接缝面采用键槽和锚筋等结构加固措施,将管道嵌固于下游坝面。水电站在运行工况下,管道与坝体的接缝面上产生较大的剪应力^[1],此时能否确保管、坝的整体性连接将是十分重要的。因此需要进行键槽仿真材料结构模型试验,同时进行非线性有限元分析。研究不同荷载工况下键槽和锚筋的受力状态及超载条件下的破坏机理,为键槽设计提供试验数据。

1 试验概况

1.1 模型设计原则

模型采用原型仿真材料,按控制混凝土抗压强度、钢材屈服强度、几何比尺、原型与模型含筋相等的原则设计。试验浇制了两个尺寸相同,比尺为 1.15 的模型。其中 1 号模型的管道二期混凝土不设缝面钢筋。2 号模型管道二期混凝土布设缝面钢筋。模型一期混凝土(坝体)与二期混凝土(管道)接缝面均人为设置有收缩冷缝。

键槽模型和加载布置见图 1(厚度 0.4m)。混凝土选用一级配,最大骨料尺寸 20mm,选用 $\Phi 10$ 螺纹钢筋(Ⅲ级)。

1.2 模型加荷

模型水平加荷选用最大出力为 120 吨的油压千斤顶。垂直荷载选用两套带有自动稳压

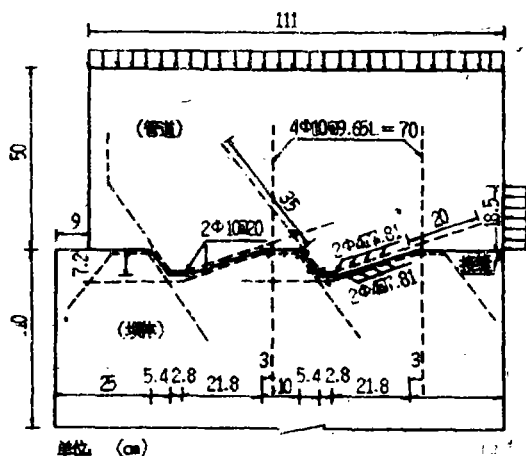


图 1 键槽模型与加载布置简图

^①在本项试验和论文写作过程中得到了赵贵发等同志的具体指导,宋长春同志对试验方案和报告也提出了许多建议,谨此致谢!

装置的 30 吨油压千斤顶并联加压系统, 加荷垫块和模型之间加设滚珠槽, 保证沿水平加荷方向不受约束。模型坝体部分与加荷反力墩相连。

1.3 模型测量

两个模型的测点布置相同: 其中表面应力测点布置应变片 127 片; 内部埋设自制应变计 56 支; 钢筋贴应变片 86 片; 沿缝面布置相对位移和绝对位移测点各 12 个。

模型测试采用 YJ—20p 智能应变仪, 由 IBMPC/XT 微机进行数据处理, 破坏阶段用声发射仪和动态应变仪跟踪观测。

1.4 混凝土力学性能

浇模混凝土材料力学性能见表 1, 混凝土试件的抗剪(断)强度服从莫尔—库仑破坏准则。

浇模混凝土材料力学性能

表 1

抗拉强度	弹模	泊松比	劈裂	抗折	抗剪断			浇筑部位
					$\lg\Phi$	C(MPa)	r	
36.86	2.88×10^4	0.165	3.30	6.11	1.14	6.01	0.714	1 号 1 期
31.56	2.98×10^4	0.226	2.53	5.27	1.80	4.14	0.992	1 号 2 期 2 号 1 期
31.38	2.63×10^4	0.221	2.32	4.27	1.55	4.17	0.995	2 号 2 期
34.86	2.83×10^4	0.204	2.77	5.21	1.52	4.74	0.985	总平均
注: 应力单位—MPa r—为相关系数 C—粘聚力 $\lg\Phi$ —摩擦系数								

2 非浅性有限元分析简介

2.1 计算程序

模型非线性有限元计算, 采用 NOLM83 程序。共划分有限元结点 589 个, 二维等参单元 507 个, 节理单元 23 个, 杆单元 58 个。

2.2 材料参数与计算工况

计算所用材料参数全部从模型材料试验成果中获取, 对应于 1、2 号模型的非线性有限元分析, 分别称为 1、2 号计算。非线性有限元计算的边界条件和加载工况与仿真模型试验相同, 便于两种成果相互印证。

3 成果分析

3.1 弹性阶段的应力状态 (模型垂直荷载 177.6kN, 水平荷载 100kN)

3.1.1 混凝土表面的应力分布

由图 2 可见, 键槽接缝面混凝土呈受压状态, 1 号和 2 号模型接缝面上最大法向压应力为 -0.53MPa , 最大剪应力值 -0.34MPa , 最大法向压应力发生在键槽的陡坡面上, 其相应部位的剪应力为正值。这说明键槽的抗剪能力主要取决于陡坡面的结构形式和尺寸的大小。

3.1.2 锚筋的应力分布

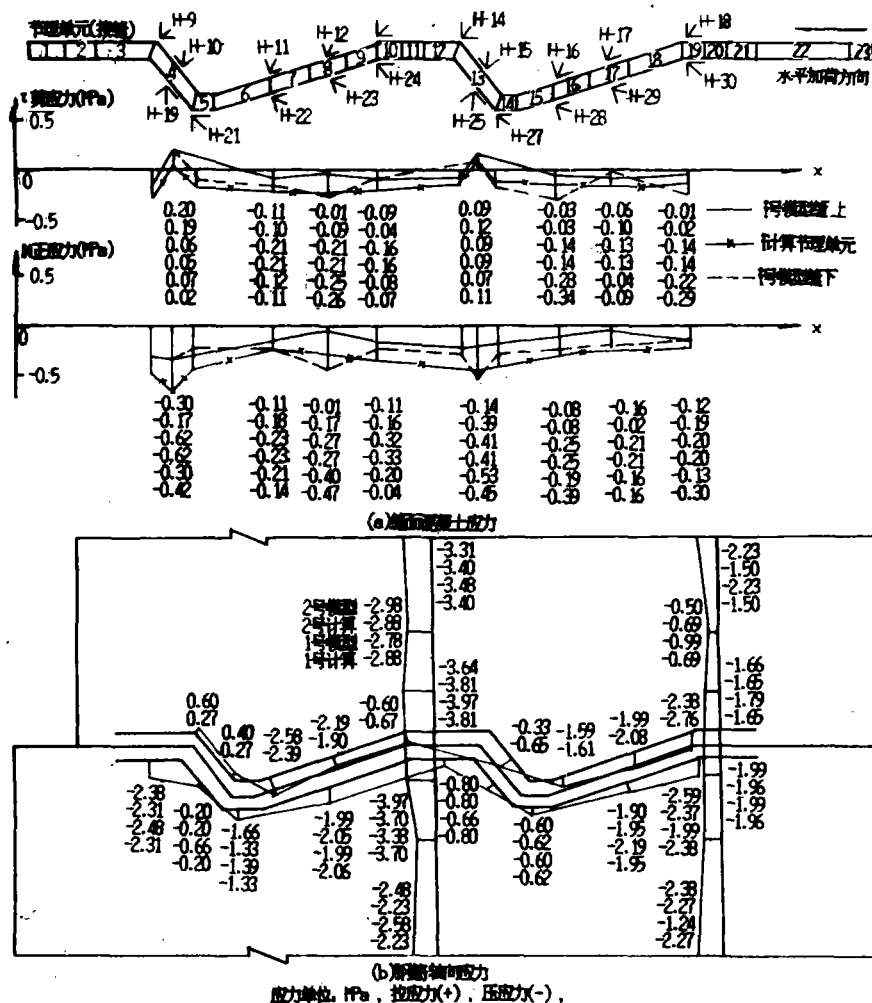


图 2 工况-1.2 模型应力分布

(a) 缝面混凝土应力;应力单位:mpa; (b) 钢筋轴向应力拉应力(+),压应力(-)

两排锚筋全部受压, 第一排锚筋因受水平荷载的影响, 压应力值比第二排锚筋小。1 号和 2 号模型试验和非线性有限元计算锚筋的压应力都小于 4MPa 。

3.1.3 缝面钢筋的应力分布

缝面钢筋在离水平荷载较远的键槽陡坡面的二期混凝土内出现拉应力,其余部位均为压应力。其压应力值在键槽的陡坡面处较小,缓坡面处较大,最大压应力值不超过 -3MPa 。

模型钢筋和混凝土同一部位的对应测点的应变值接近(见表2)。说明锚筋与混凝土变形是相容的。

工况-钢筋与混凝土对应测点应变

表 2

应变方向	模型类别	缝面钢筋	混凝土内部	应变方向	锚筋	混凝土表面	备注
		J-23	HL-22		J-9	H-2	
X 向应变 ($\mu\epsilon$)	1号模型	-7	-3	Y 向应变 ($\mu\epsilon$)	-14	-10	钢筋测点 位置参见 图 4
	2号模型	-4	-5		-13	-9	
	1号计算	-7	-6.8		-15	-15	
	2号计算	-7	-6.7		-16	-14.6	

从上述分析说明,弹性阶段混凝土和钢筋能较好的联合工作。键槽抗剪能力大小与键面所受的压应力值的大小有关,这一点与浇模混凝土材料试件的抗剪断试验成果一致,弹性阶段锚筋和缝面钢筋未能发挥材质的强度特征。

3.2 超载阶段受力状态分析

超载阶段模型垂直荷载保持稳压在 177.6KN,当水平荷载分别加到 640KN 和 700KN 时,1 号和 2 号模型都在第一键槽下齿墙的角缘处出现了第一条裂缝,此时裂缝部位的缝面钢筋和锚筋应力有较大的增加,其它部位应力增加不显著。

3.2.1 混凝土的应力状态

由图 3 接缝面应力曲线可见,键槽陡坡面混凝土呈剪切破坏形态,缓坡面混凝土呈剪、拉破坏形态。

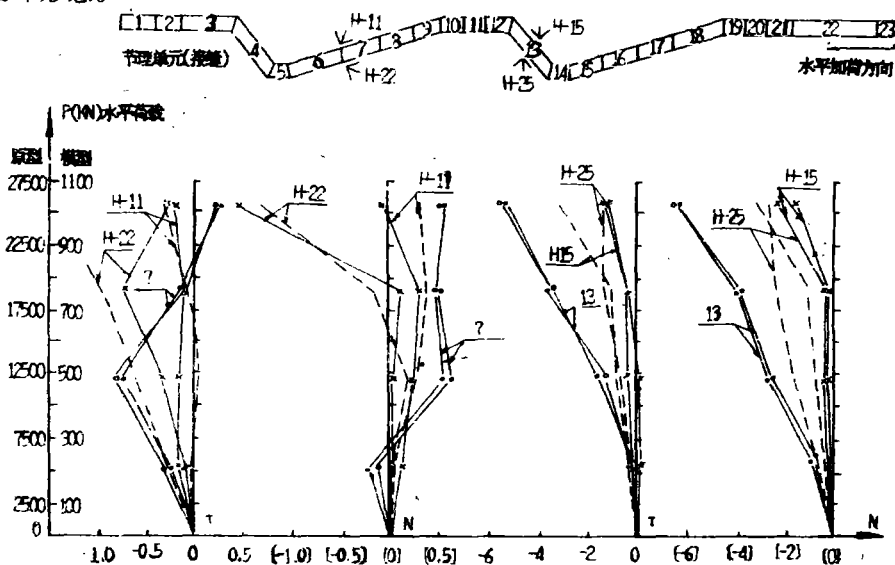


图 3 1.2 模型接缝面应力曲线

—1 号模型 —·— 1 号计算 T—剪应力(MPa)
—x—2 号模型 —o— 2 号计算 N—正应力(MPa)

3.2.2 钢筋的受力状态

缝面钢筋和锚筋的轴向应力曲线见图4。在混凝土出现裂缝后，位于裂缝部位的缝面筋上的应力，随着荷载的增加而迅速增加。此时钢筋上的应力为混凝土应力的几倍至几十倍。局部缝面筋出现屈服现象，这说明设置缝面钢筋提高了键槽的抗剪能力。

由图4还可见，第一排锚筋比第二排锚筋所受的应力大。裂缝出现时，锚筋上的应力明显增大。此时，锚筋不但阻止着键槽一、二期混凝土沿缝面的剪裂拉开及裂缝的扩展，同时抵抗水平荷载产生的剪切变形。由表3可见，锚筋在缝面位置所受的应力最大。非线性有限元计算第一排锚筋缝面处的杆单元，在水平荷载为1040KN时，轴向应力为495.9MPa，超过了钢筋的屈服强度。

将图4中第一排锚筋靠近缝面测点J-17的轴向应力 σ 与水平荷载P回归分析得到回归方程：

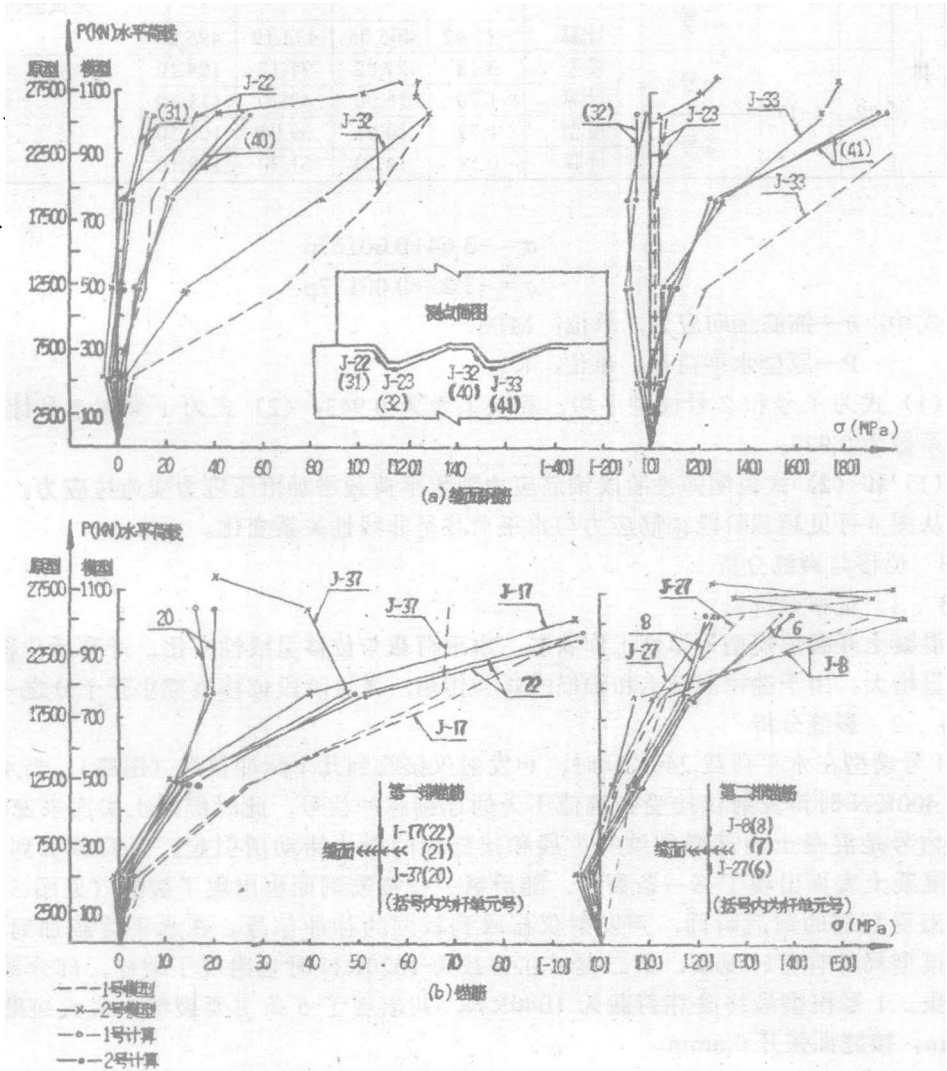


图4 1.2号模型钢筋应力曲线

模型锚筋应力对照表

表 3

排号	杆号	点号	荷载(KN) 应力(MPa)		200	500	780	1040	备注
			分类						
第一排	20	J-37	一号	模型	5.56	27.41	67.74	68.73	测点号和杆单元号布置见图4 荷载为模型水平荷载
				计算	0.83	12.80	19.20	16.50	
			二号	模型	1.39	14.70	47.08	39.10	
				计算	-0.11	11.00	19.70	20.10	
	21		一号						接缝面处锚筋无试验值
				计算	4.32	390.16	390.49	391.12	
			二号						
				计算	-15.42	406.05	438.19	495.90	
	22	J-17	一号	模型	3.18	27.02	71.12	104.10	
				计算	1.70	16.90	49.70	111.70	
			二号	模型	1.79	10.93	39.93	100.50	
				计算	0.58	14.20	51.70	118.10	

$$\sigma = -3.64 + 0.00167p \quad (1)$$

$$\sigma = -3.22 + 0.00137p \quad (2)$$

式中: σ —锚筋轴向应力, 单位: MPa

P—原型水平荷载, 单位: KN

(1) 式为 1 号和 2 号模型平均, 相关系数为 0.943; (2) 式为 1 号和 2 号计算平均, 相关系数为 0.927。

(1) 和 (2) 式说明弹性阶段锚筋应力随水平荷载增加由压应力变为拉应力。

从图 4 可见超载阶段锚筋应力与水平荷载呈非线性关系变化。

3.3 位移与裂缝分析

3.3.1 位移分析

混凝土开裂前模型为弹性工作状态, 水平荷载与位移呈线性变化, 开裂后位移变化梯度明显增大。由于键槽混凝土和锚筋的联合作用, 弹性阶段位移值都小于十分之一毫米。

3.3.2 裂缝分析

1 号模型在水平荷载 240KN 时, 声发射仪接收到几个脉冲信号 (图略), 当水平荷载加到 400KN 时声发射仪接受到幅值不大的连续脉冲信号, 此时混凝土表面未发现裂缝。说明信号是混凝土内部微裂纹的扩展和接缝面的微小错动所引起。当荷载加到 640KN 时, 混凝土表面出现了第一条裂缝, 随后第一排锚筋剖面也出现了裂缝 (见图 5)。在混凝土出现裂缝的前后瞬间, 声发射仪接收到较强的脉冲信号。在水平荷载加到 800KN 时, 模型局部有剪碎现象, 第二键槽在荷载为 1020KN 时也出现了裂缝, 部分锚筋有屈服现象。1 号模型最终破坏荷载为 1040KN, 共出现了 5 条主要裂缝, 最大裂缝宽度为 0.4mm, 接缝面张开 0.6mm。

2号模型裂缝的产生和发展过程及声发射信号脉冲反应规律基本同1号模型。最终破坏荷载为1100KN,共出现5条裂缝,最大裂缝宽度0.4mm,接缝面张开0.4mm(参见图5)。

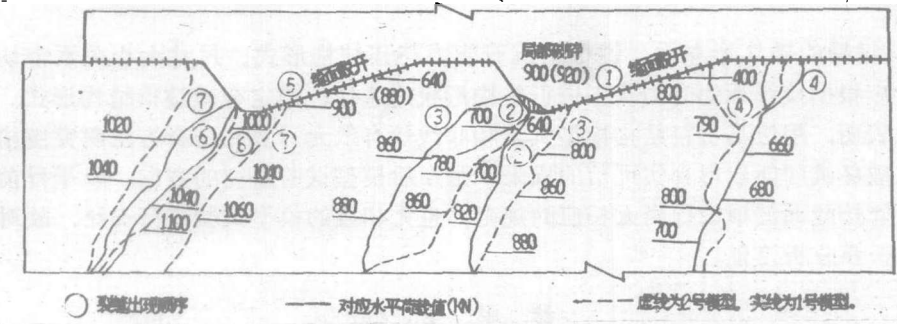


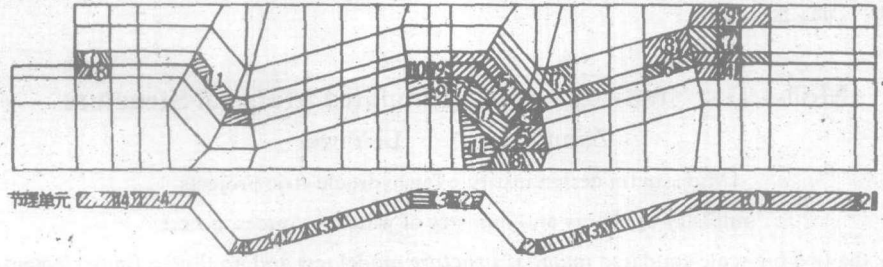
图5 1、2模型裂缝分布

3.3.3 塑性区发展分析

1号、2号计算塑性区分布基本相同,2号非线性有限元计算塑性区分布见图6。从塑性区的发展过程来看,与模型试验裂缝发展基本一致。首先进入塑性区的是接缝面的节理单元,接着是二维等号单元,此时接缝面处的杆单元已经屈服(参见表3)。1号和2号计算破坏荷载都是1040KN。

4 结语

通过键槽仿真材料结构模型试验和非线性有限元分析,我们得到了几点初步认识:



时间步数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
模型水平荷载	200	400	500	600	690	780	880	920	960	1020	1040
原型水平荷载	5000	10000	12500	15000	17250	19500	21500	23000	24000	25500	26000

注:图中阴影区为塑性区,数字为进入塑性区的时间步。荷载单位:KN

图6 2号计算塑性区分布

4.1 由于坝体与下游坝面管道混凝土分期浇筑,其接缝面必然是一个薄弱的收缩冷缝面^[2]。设计上采用键槽和锚筋等结构加固措施是可行的。

4.2 键槽结构对管、坝的整体连接有明显的效果。从试验成果说明,在接缝面存在收缩冷缝条件下,键槽的抗剪能力仍很强。

4.3 锚筋在结构所起的抗拉作用较大,抗剪作用相对较小。其对接缝面的加固作用,随缝面上法向荷载的变化而变化。当法向荷载为压应力时,锚筋加固作用就小,反之则大。其破坏形态为拉剪破坏。

4.4 键槽模型试验和非线性有限元计算都表明键槽是沿缝面剪切破坏,且缝面钢筋所受剪应力较大,故沿键槽接缝而上、下设置钢筋对提高键槽抗剪能力和抑制裂缝宽度具有重要作用。

4.5 从键槽的破坏形态看,键槽的抗剪能力与其结构形式、尺寸大小关系密切,在键槽设计时应根据接缝面的受力状态进行结构形状的选择,确定合理键槽结构形式。

实践表明,用仿真材料结构模型试验和非线性有限元计算相结合方法研究键槽结构受力特征及破坏机理能取得真实可信的成果,是今后模型试验研究的方向。限于目前国内拱坝坝后背管接缝面键槽设计尚无相应的规范,也无相应的模型试验进行类比,故对试验成果有待进一步分析论证。

参 考 文 献

- [1] 宋长春,赵贵发等,东江双曲槽坝坝后式引水管道的设计与施工。水利发电,1987年第11期。
- [2] 能源部、水利部中南勘测设计院宜昌处,东江水电站引水管道键槽仿真结构模型试验报告(中间报告),1989年12月。
- [3] 能源部、水利部中南勘测设计院,中国水利水电第八工程局,东江水电站引水道原型观测资料分析。1990年4月。
- [4] 董哲仁等,钢衬—钢筋混凝土压力管道非线性分析。1987年10月。
- [5] 殷有泉等,NOLM83—岩土系统非线性应力变形和稳定性分析有限元程序。1986年3月
- [6] 能源部、水利部中南勘测设计院,东江水电站槽坝坝后背管与坝体连接键槽仿真模型试验报告。1991年3月

Model Test Study by keyway Emulated Material Structure

Zhou Han

Li Yiwei

(Mid-sovtn design institute for hydroelectric projects
ministry of energy and ministry of water resources, p.r.c.)

Abstract: By the two big scale emulated material structure model test and nonlinear finite element analysis, the structure for cing feature under varied combined load on the jointing keyway between the penstock and the double curvature. arch dam of Dongjiang water-power station is studied, which is presented in this paper. According to the measured stress occurred by vertical and horizontal load on the keyway and sutura reinforcing bar and dowel, the joint work situation and stress distribution are analyzed, and the structure breaking process under the condition of overload is described, which provide the reference date for keyway structure design

Keyword: Big scale, Emulation, Nonlinear finite element, Integrated analysis.