

3.6 钢-混凝土组合梁桥动力试验

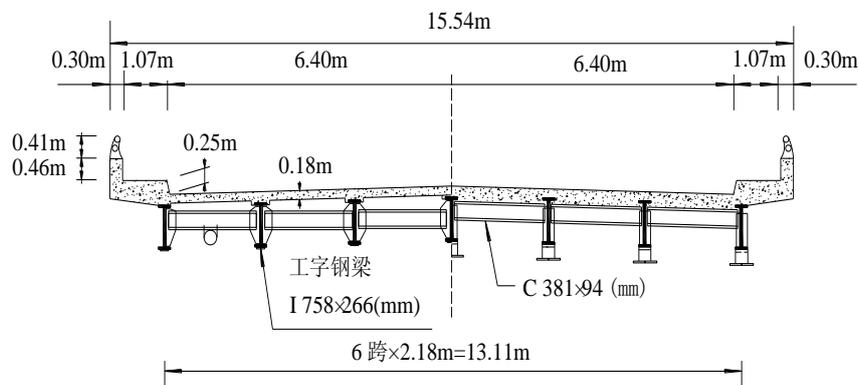
结合近年来笔者团队参加的一座实际桥梁结构试验的实践，对多参考点脉冲锤击法在桥梁结构识别的应用进行深入研究，分别阐述了该方法在实际桥梁结构信号处理及参数识别中遇到的问题和挑战，并提出了相应的解决方案在试验中得到了有效的应用。拟对一座简支钢-混凝土组合梁桥进行多参考点脉冲锤击法试验，该试验的目的是验证在实际工程中模态柔度计算的可靠性以及子结构分片综合技术的可行性。

3.6.1 桥梁概况

一座三跨简支钢-混凝土组合梁桥试验被用来进一步验证子结构模态柔度综合方法的可靠性，如图 3.27 所示。该桥为双向四车道，其中东西两跨跨长均为 15.45m，全长 46.62m，宽 15.54m，混凝土人行道宽 1.07m。桥梁上部结构由钢筋混凝土桥面板和 7 根间距为 2.18m 的简支工字形钢梁组成，下部结构为钢筋混凝土支墩。桥面板、人行护栏等部件在 2004 年进行了翻修。测试的桥梁结构为一跨桥梁结构的半幅，限制 2 车道车辆通行。笔者团队对该跨半幅桥面进行了多参考点脉冲锤击法实验，利用一反弹可控的落锤来进行锤击法测试。



(a)测试桥梁



(b) 桥梁横截面

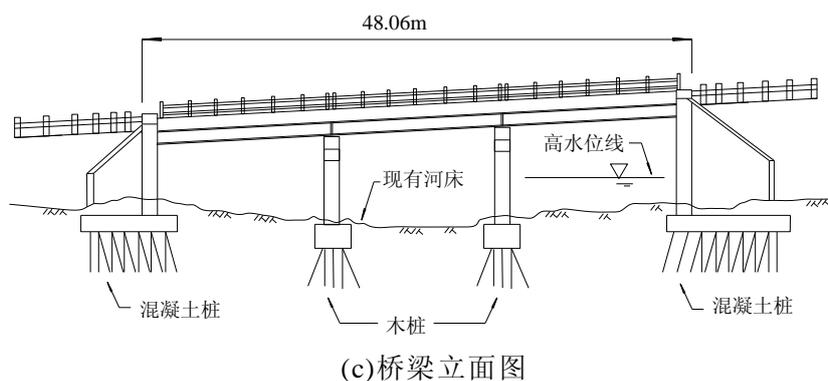


图 3.27 桥梁概况和截面尺寸

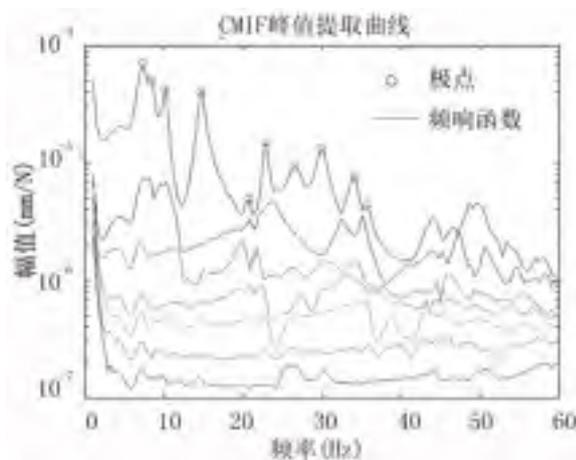
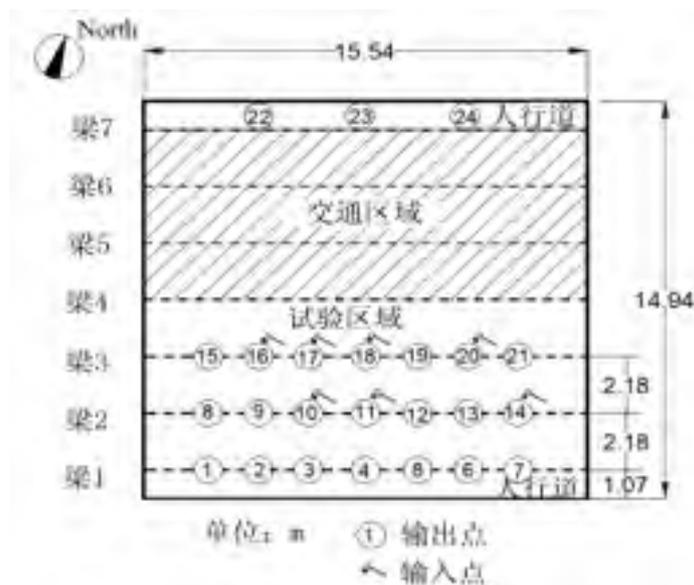


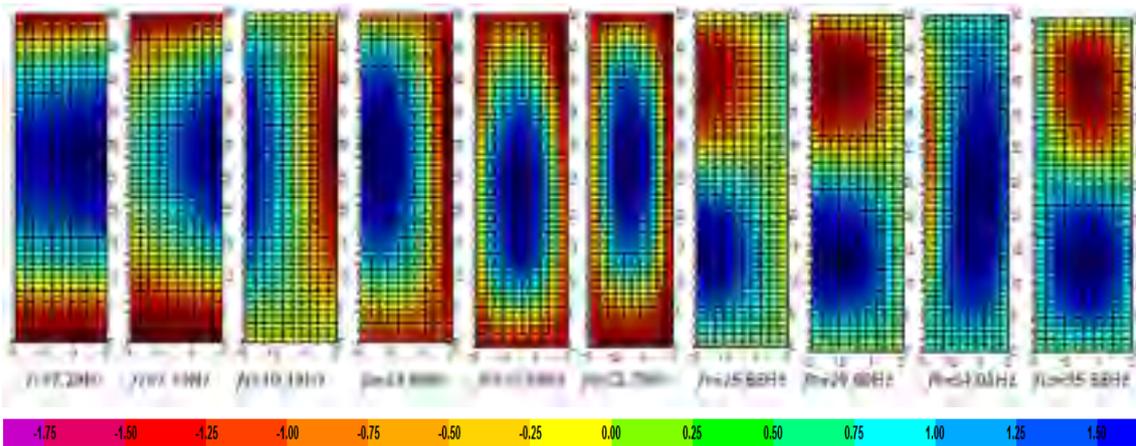
图 3.28 测试布置和模态提取图

3.6.2 多参考点脉冲锤击法测试

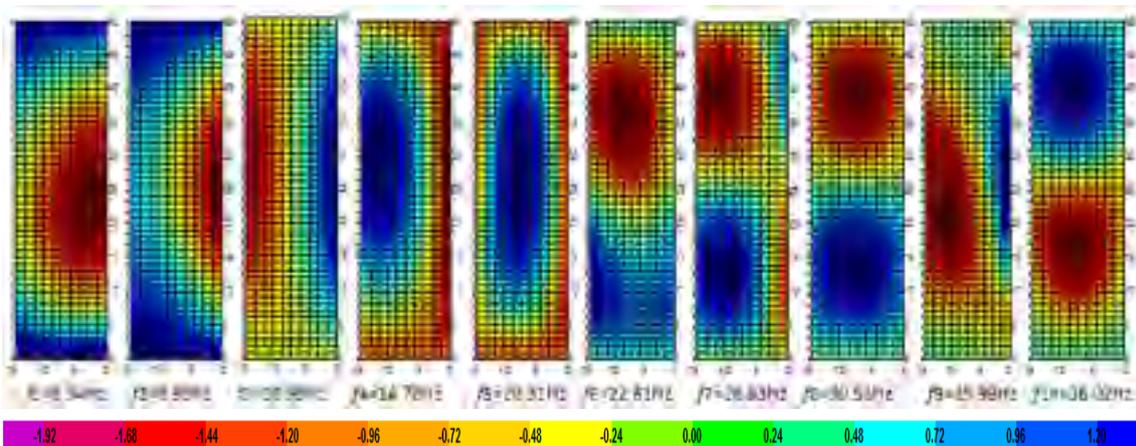
脉冲锤击法测试采用的反弹可控的落锤，落锤能提供大约 111kN 的力。在此次试验中，数据采集系统采用 National Instruments 公司系统，同时利用 ABSignal 公司的 ModalView 软件进行信号采集。经过校验，24 个 PCB393A-03 加速度传感

器沿车道和人行道布置用来测垂直振动，其中人行道上的传感器用于测试扭转模态，测点布置图如图 3.28(a)所示。10, 11, 14, 16, 17, 18 和 20 作为输入点，试验在无车辆运行时进行，以避免外界干扰。锤击点附近的加速度在 $-1.5g \sim 1.5g$ 间变化，而远离锤击点的加速度在 $-0.15g \sim 0.15g$ 之间。

在无车辆运行的情况下进行多参考点数据采集，以提取模态参数。脉冲锤击试验的采样频率设置为 1600Hz，对原始时域信号加矩形窗和指数窗以减少信号的泄露。加窗后的时域信号采用 16384 点的傅里叶变换(FFT)进行自功率谱和互功率谱计算，该频率响应函数采用 H_1 算法，并用 CMIF 模态分析方法提取极点、留数和放大因子。进行模态提取时频响函数的峰值提取图如图 3.28(b)所示，识别得到的振型如图 3.29(a)所示。采用 SAP2000 有限元软件对该桥进行建模，混凝土抗压强度取 $f_c=27.6\text{MPa}$ ，弹性模量 $E_c=2.15 \times 10^4 \text{MPa}$ ；钢材屈服强度为 $f_y=344.7\text{MPa}$ ，弹性模量 $E_s=2.0 \times 10^5 \text{MPa}$ 。纵梁和横隔梁采用 Beam 单元，混凝土面板采用 Shell 单元，钢梁和混凝土之间的连接采用 Link 单元进行模拟，整座桥总共划分为 2223 个 Beam 单元，6048 个 Shell 单元，1722 个 Link 单元。在 Sap2000 中利用子空间迭代法计算特征值，分析得到的前 10 阶垂直方向模态如图 3.29(b)所示。



(a) 脉冲锤击法测试的前 10 阶模态



(b) Sap2000 计算的前 10 阶模态

图 3.29 实测模态和 Sap2000 计算模态对比

由图 3.29 可见，除第 6 和第 9 阶略有差别外，其他各阶都能基本吻合，说明多参考点锤击法很好地识别了结构的振动特性。其中第 1 阶频率计算值与测试值之间差异相对其它较大，这是因为进行实桥动力测试时，地基、环境温度及模态试验方法等因素对低阶模态的影响较大。而这些因素难以在有限元模型中准确地反映，故低阶频率测试值与计算值的差异较其它阶大。

3.6.3 脉冲锤击测试的子结构综合

该桥最重要的测试目的是为了验证分片子结构综合的思想，即在桥面上不封闭桥梁的情形下，利用一条车道或者部分车道，采用单点激励多点拾振(SIMO)的脉冲锤击法进行局部桥面的动力测试，以识别局部桥面的模态柔度，然后再将各激励点区域的子结构综合起来以获得结构整体的模态柔度。

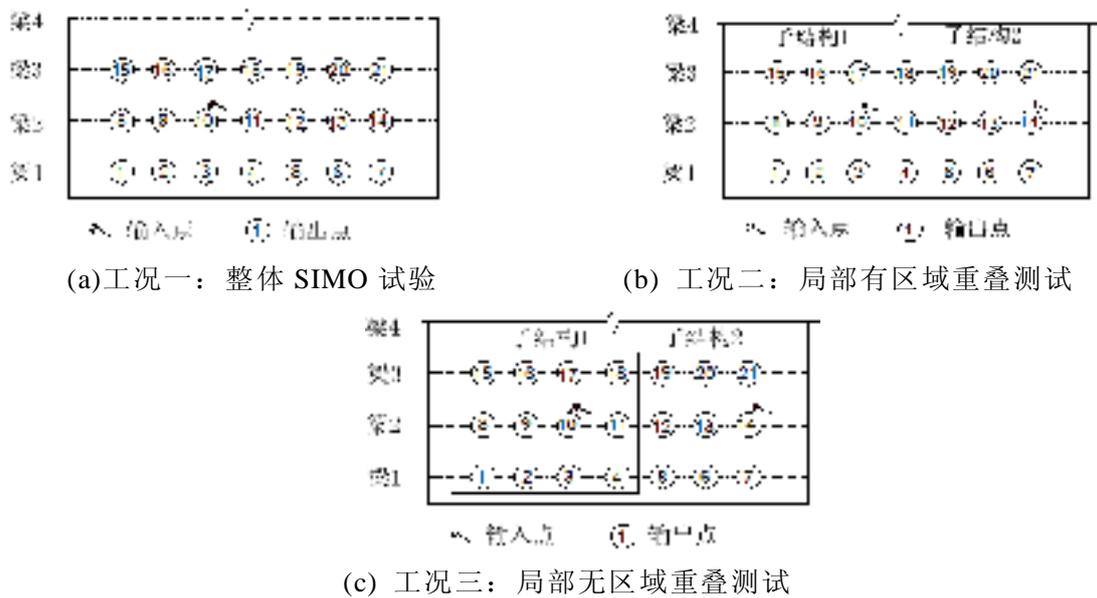


图 3.30 整体 SIMO 测试和局部 SMIO 测试工况

采用了三种不同工况的 SIMO 试验对桥面板进行动力测试，以验证子结构综合法的可行性，测试工况如图 3.30 所示。工况一是对全区域范围进行 SIMO 动力测试，在 10 号点处施加激励，所有 21 个点采集加速度信号，采用 CMIF 方法提取频响函数峰值，用这种方法来对比与 MIMO 测试的结果差别。工况二是对两个有部分重叠的子区域分别进行 SIMO 动力测试，10 号点和 14 号点分别为两个子区域的激励点，用 CMIF 法得到两个子结构的模态振型，将其质量归一后进行拼合，最终得到整个结构的模态振型和柔度系数。工况三则对两个无重叠的子区域分别进行 SIMO 动力测试。

第一种工况为了测试用 SIMO 方法来进行模态柔度识别的可靠性，用 CMIF 方法来进行模态提取，第二种工况和第三种工况是为了测试分片子结构集成的可能性，利用 SIMO 方法对两个子结构分别进行测试，然后再进行子结构综合，两种工况分别用 CMIF 方法进行模态提取如图 3.31 所示。

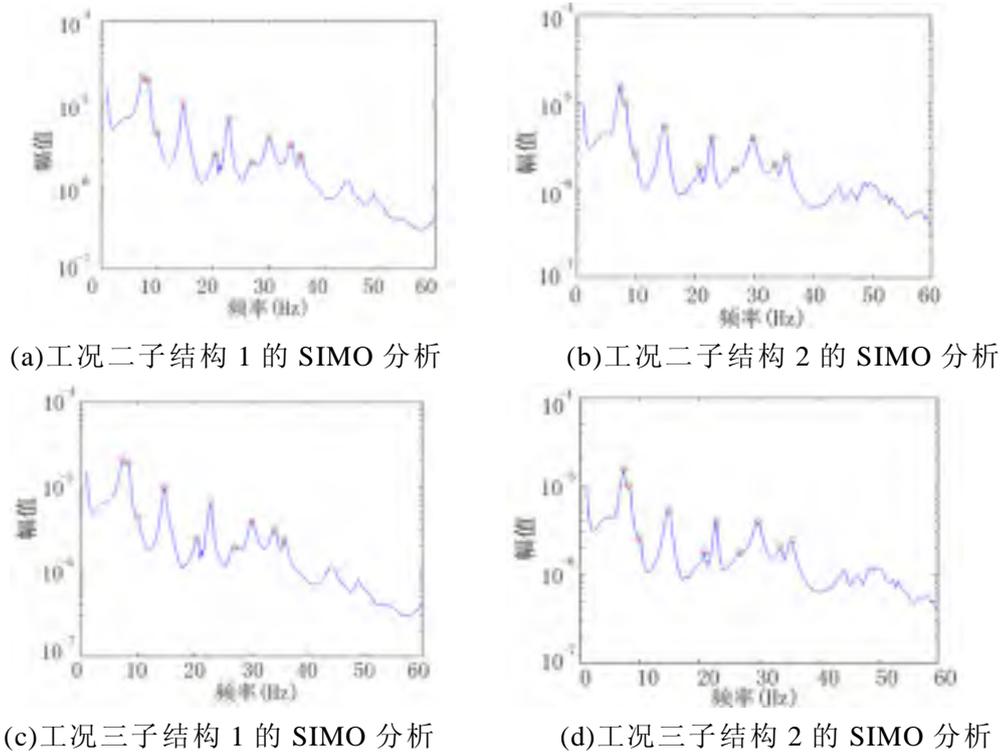


图 3.31 子结构 SIMO 测试的模态提取

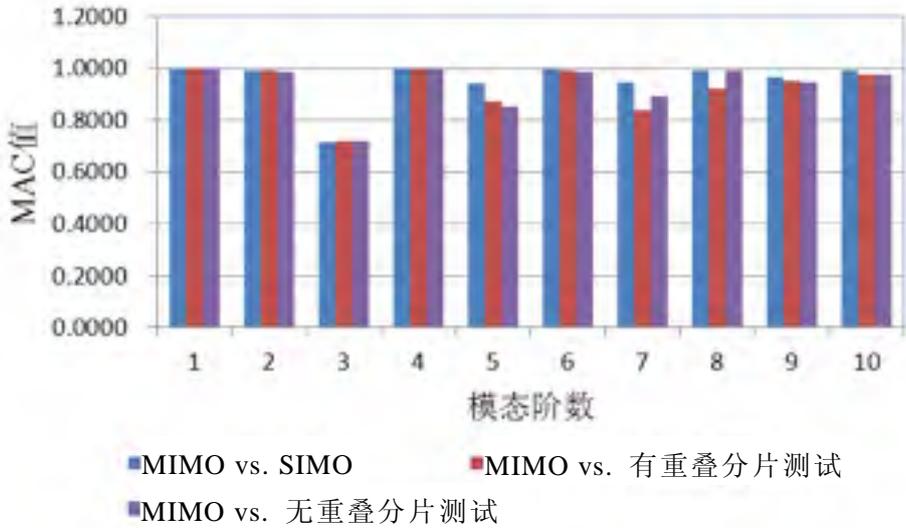


图 3.32 不同试验方法 MAC 值比较

MIMO 方法和三种 SIMO 方法得到的相关模态参数如表 3.8 所示，表中频率差是指不同测试方法得到的频率与 MIMO 方法得到频率的差值，不同方法振型估计的 MAC 值如图 3.32 所示。MAC 值是衡量不同测试方法得到的振型的相关程度，该值越接近 1，说明两个振型的相关程度越高。除了第 3 阶模态差别稍大，用 SIMO 和 SIMO 子结构综合所获得的模态与 MIMO 所获的模态差别不大。MIMO 相对于 SIMO 而言，测得的频响函数估计的准确性和一致性均得到了提高。因此采用 MIMO 识别模态比 SIMO 在理论上要更加可靠，表中显示第 3 阶模态差异较大的原因可能是采用 SIMO 法识别模态时，锤击点恰好位于第 3 阶的振型节点附近，

从而导致该阶模态的拾取误差较大，这也是 SIMO 方法的一个缺点。但从振型上判断，两种方法获得的该阶模态振型基本一致。

表 3.8 MIMO 法与不同的 SIMO 法测得的固有频率比较

模态	MIMO 法	SIMO 全区域测试法		有重叠区域子结构测试				无重叠区域子结构测试			
	频率 (Hz)	频率 (Hz)	差值 (%)	子区域 1 频率 (Hz)	差值 (%)	子区域 2 频率 (Hz)	差值 (%)	子区域 1 频率 (Hz)	差值 (%)	子区域 2 频率 (Hz)	差值 (%)
1	7.29	7.78	6.71	7.77	6.54	7.35	0.78	7.77	6.54	7.35	0.82
2	7.79	7.97	2.35	7.96	2.20	7.55	-3.10	7.96	2.20	7.57	-2.80
3	10.13	8.75	-13.6	8.68	-14.3	8.94	-11.72	8.68	-14.3	8.94	-11.7
4	14.66	14.66	0.02	14.66	0.00	14.78	0.81	14.66	0.00	14.78	0.82
5	21.39	20.82	-2.67	20.93	-2.18	21.88	2.27	20.93	-2.18	22.22	3.85
6	22.78	22.80	0.06	22.76	-0.13	22.74	-0.23	22.76	-0.13	22.71	-0.36
7	26.68	27.13	1.66	27.18	1.83	28.49	6.76	27.18	1.83	28.91	8.33
8	29.89	29.93	0.12	29.95	0.18	29.64	-0.86	29.95	0.18	29.64	-0.85
9	34.01	34.10	0.25	33.99	-0.05	33.78	-0.68	33.99	-0.05	34.17	0.48
10	35.58	35.68	0.27	35.14	-1.23	35.25	-0.93	35.14	-1.23	35.25	-0.95

由表 3.8 可见，不同方法得到的频率估计相差较小，这说明 MIMO 法、SIMO 法、有重叠区域的子结构综合测试法和无重叠区域的子结构综合测试法均能对结构的柔度系数进行准确的识别，并能合理地利用。利用柔度系数矩阵预测结构在均布荷载作用下的位移值称为 ULS 值，该值是比较柔度识别方法是否准确的最直观的方法。为了比较不同柔度识别方法对 ULS 值的影响，在每个点施加 4450N 的载荷，直接提取比较如图 3.33 所示。可见，SIMO 的工况 1 在第 3 号梁的结果误差较大，而 SIMO 的子结构综合的结果与 MIMO 结构符合基本良好，因此可见子结构模态柔度综合能被用到实际工程中。

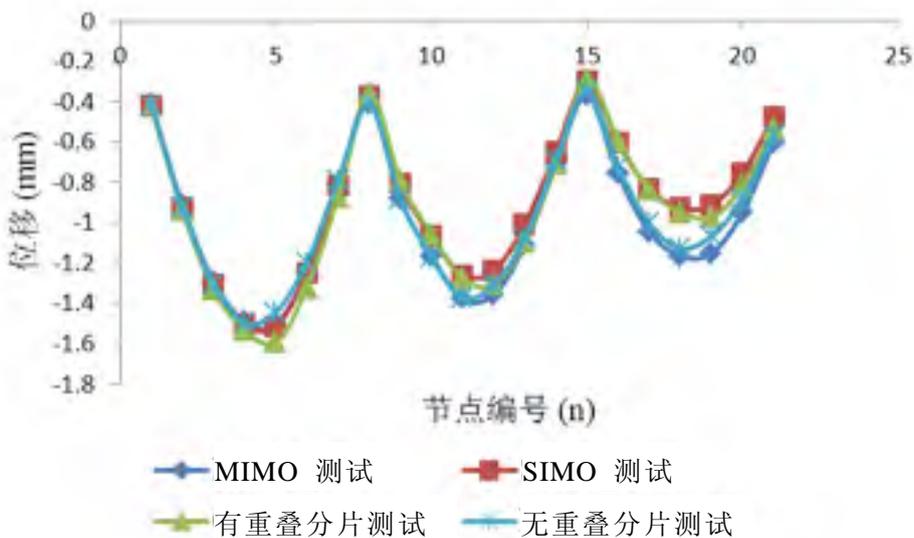


图 3.33 不同工况下 ULS 值比较

3.6.4 随机振动测试

该桥测试的另一个目的是验证随机振动测试下利用质量归一振型识别结构模态柔度的可行性。对该桥进行了两组随机振动测试工况，其工况设置如图 3.34 所示。随机振动测试的采样频率为 413.05Hz，采样时间为 610s。



图 3.34 随机振动动力测试工况设置

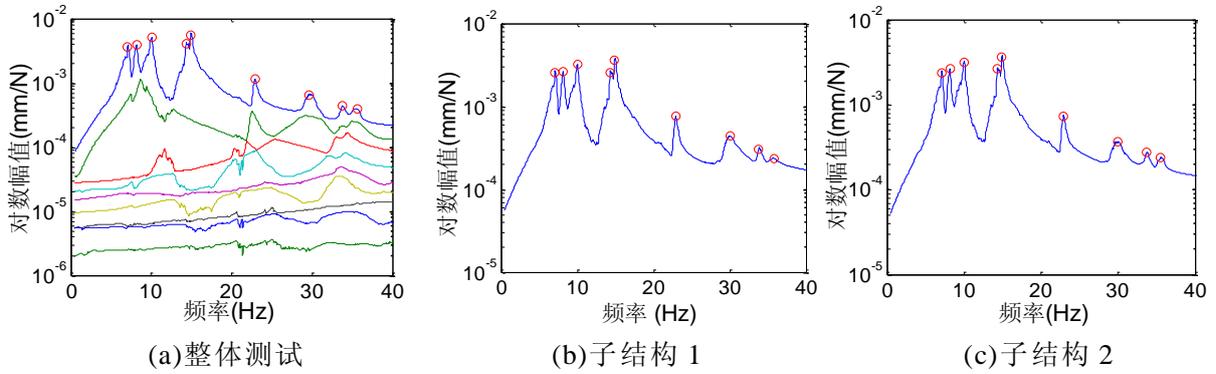


图 3.35 随机振动测试 CMIF 法模态提取图

表 3.9 随机振动测试前 10 阶模态分析结果

模态	MIMO 测试	全区域随机测试		分片子结构随机测试			
	频率(Hz)	频率(Hz)	差值(%)	子结构 1 频率(Hz)	差值(%)	子结构 2 频率(Hz)	差值(%)
1 阶	7.29	6.95	4.66	6.96	4.53	7.22	0.96
2 阶	7.79	8.23	5.65	8.23	5.65	8.25	5.91
3 阶	10.13	10.33	1.97	10.26	1.28	10.34	2.07
4 阶	14.66	14.79	0.89	14.80	0.95	14.83	1.16
5 阶	21.39	/	/	/	/	/	/
6 阶	22.78	23.81	4.52	23.56	3.42	23.78	4.39
7 阶	26.68	26.24	1.65	/	/	/	/
8 阶	29.89	29.49	1.34	29.32	1.91	28.99	3.01
9 阶	34.01	34.56	1.62	34.67	1.94	33.60	1.21
10 阶	35.58	/	/	36.41	2.33	34.10	4.16

随机振动测试的工况 1 为整体测试工况，3、4、7、10、11、14、17、18、21 这 9 个点选取为随机振动动力测试的参考点，21 个点为加速度响应信号输出点。工况 2 为分片测试工况，点 10 和点 14 分别为子结构 1 和子结构 2 的参考点。求

解参考点与其他测点的互相关函数，可以得到结构的伪频响应函数曲线。采用 CMIF 方法对频响应函数曲线进行极点峰值提取如图 3.35 所示，测试得到的模态参数整理如表 3.9 所示。从表 3.9 所示来看，随机振动整体测试和分片测试均能较好识别出结构的各阶模态，但有一部分高阶模态未能识别出来。随机振动测试得到的各阶振型与 MIMO 测试得到的振型 MAC 值如图 3.36 所示。

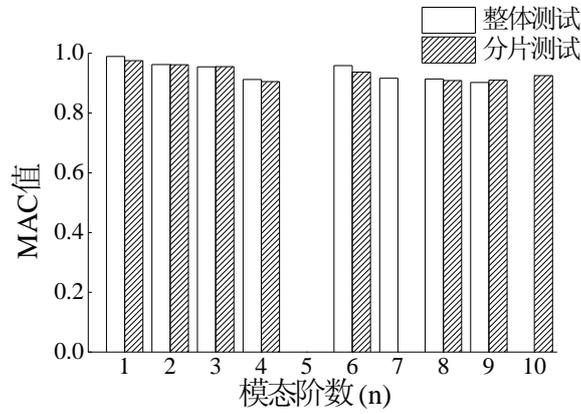


图 3.36 模态振型 MAC 值

采用前面所述的质量归一方法对随机振动测试得到的模态振型进行归一化。将测试区域的质量均匀分布到 21 个测点，其划分如图 3.37 所示。计算每个测点所属区域的质量列出如表 3.10 所示，集成结构的总质量矩阵，然后计算结构的模态柔度。随机振动测试得到的模态柔度位移与脉冲锤击测试得到的模态柔度位移如图 3.38 所示。

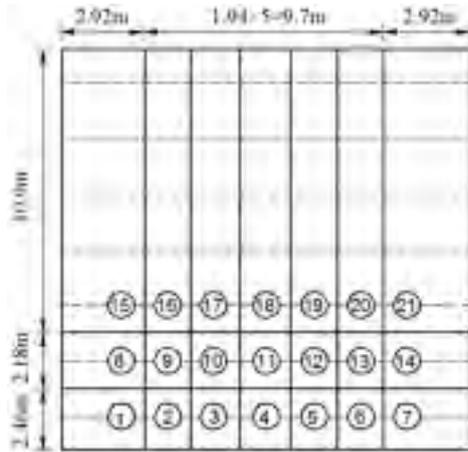


图 3.37 集中质量划分

表 3.10 各测点的集中质量(单位: kg)

梁编号	1/8 跨	1/4 跨	3/8 跨	1/2 跨	5/8 跨	3/4 跨	7/8 跨
梁 1	6398.43	4214.48	4214.48	4269.47	4214.48	4214.48	6398.43
梁 2	3558.06	2290.85	2290.85	2400.83	2290.85	2290.85	3558.06
梁 3	20486.7	13501.4	13501.4	13666.4	13501.4	13501.4	20486.7

由图 3.38 可见，各点的 ULS 值与 MIMO 测试的结果基本符合，误差基本在 10% 之内，而梁 1 位置的结果要比梁 2 和梁 3 的结果要好，这是因为测试过程中只对该桥宽度的半幅进行了测试，梁 3 测点的质量估计的误差比梁 1 要大。

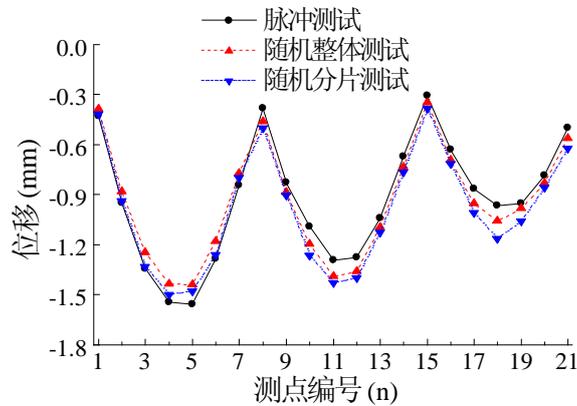


图 3.38 均布力作用下的位移值

3.7 本章小结

本章进行钢-混凝土组合结构的脉冲锤击试验和随机振动试验。脉冲锤击法模态试验的研究结果表明 SISO, SIMO 和 MIMO 等多种动力测试均能有效地识别结构的模态参数。利用两组 SIMO 子结构分片测试得到的振型，拼接成结构的整体振型，最终获得结构的整体柔度，与 MIMO 测试的结果以及静载试验的结果对比表明，分片子结构模态柔度综合技术能够识别出结构的主要模态，得到的模态柔度与实测结果的误差较小，验证了该方法运用于实际结构的可行性。为了进一步扩大模态柔度识别的测试技术，研究了随机振动测试下的模态柔度获取方法。随机振动测试的柔度误差较脉冲锤击测试增大，主要原因在于随机振动测试过程无法获取结构精确的质量矩阵，需要对结构的质量矩阵进行一定的假设，因此利用随机测试得到的柔度矩阵是结构真实柔度矩阵的一个相似矩阵。将随机振动测试的柔度矩阵乘以力矩阵，预测的位移值比实测值要大，这主要是因为集中质量矩阵假设降低了结构的自由度，从而使结构变柔。

第4章 钢-混凝土组合板的损伤识别试验研究

4.1 引言

结构识别领域的一个核心内容是损伤识别。所谓损伤，主要指结构的材料性能、边界条件、几何特性等发生变化，引起结构的静动力性能以及结构整体安全性的变化。Rytter^[76]定义了四个层次的损伤识别：(1)损伤是否存在；(2)损伤位置判断；(3)损伤程度的计算；(4)判断结构是否可靠，预测结构剩余寿命。目前，大部分测试手段只能达到第1层次的损伤识别，对于第2、3层次的损伤识别则多处于学者研究阶段，对于第4层次的损伤识别问题则研究得比较少。从理论上说，用于判定结构损伤是否存在的指标应该是全局量，而用于判定结构损伤位置和损伤程度的指标最好是局部量。模态柔度系数作为一个反映结构各个测点柔度状态的局部量，已经在广泛的桥梁结构静动力试验中被证明是一种可靠的反映结构性能状态的有效指标。利用动力测试手段能够获取结构的模态柔度，进一步用于结构的状态评估和损伤诊断。

4.2 损伤模拟试验

4.2.1 损伤工况设定

钢-混凝土板的相关情况在第3章进行了详细介绍，本章的内容基于前文的钢-混凝土组合板进一步进行试验研究。对实际桥梁可能出现的损伤情况进行实验室模拟，如改变支承条件、拆掉横隔梁、连接件松动、静力加载等，对试验构件造成不同程度的损伤，再进行动力测试。抗剪连接件是钢梁和混凝土板协同工作发挥其特点的关键部件。

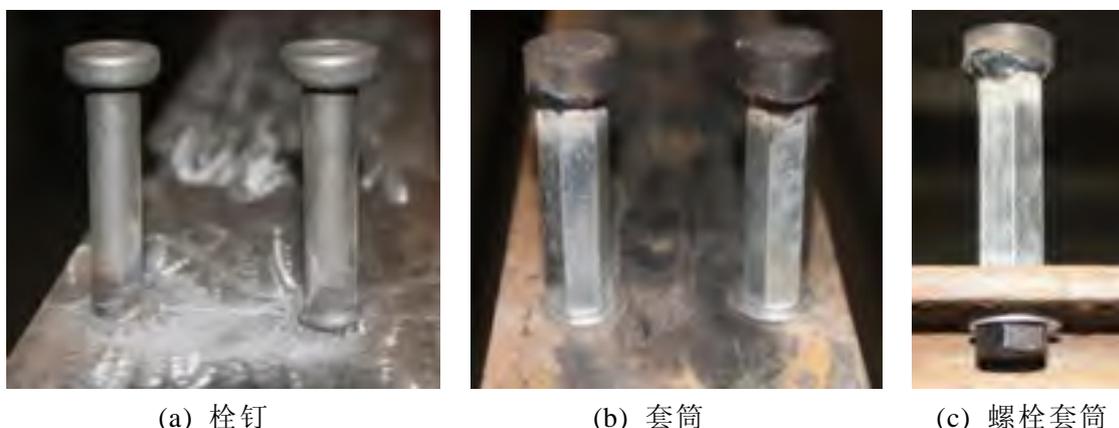
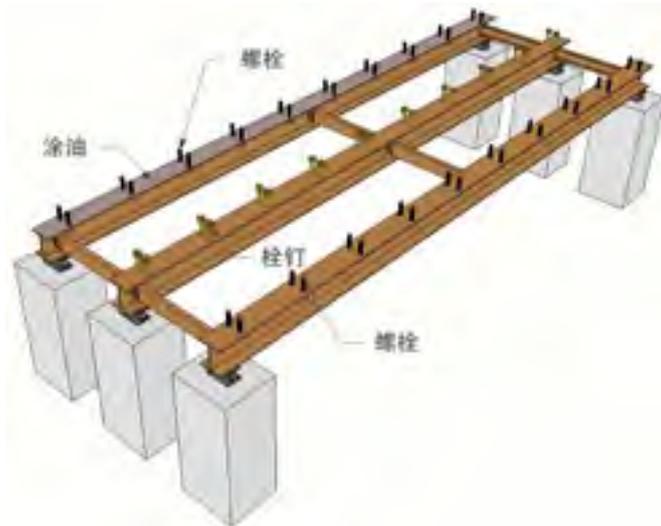


图 4.1 栓钉和螺栓套筒连接件

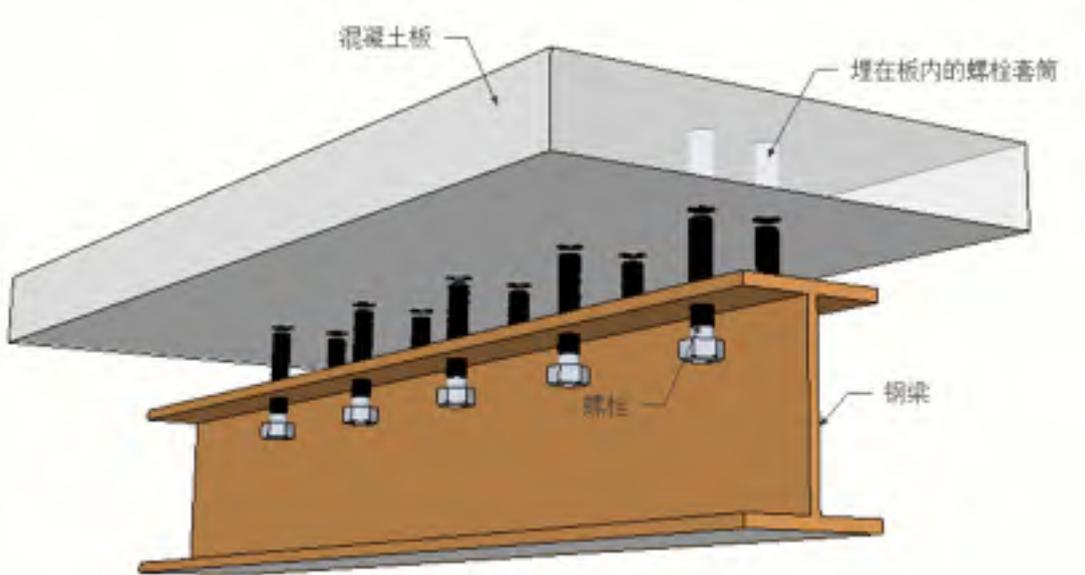
钢-混凝土组合结构的抗剪连接件最常用的是圆柱头栓钉，如图 4.1(a)所示。

栓钉底端与钢梁焊接在一起，顶端有一扩大的圆柱头，从而防止栓钉从混凝土板中拔出。为了在实验室条件下模拟连接件的损伤，设计了螺栓加套筒的连接件形式模拟传统的栓钉连接件，如图 4.1(b)和(c)所示。

梁 1 和梁 3 采用可松动的螺栓连接，梁 2 则采用传统的栓钉连接，栓钉的尺寸和间距与螺栓相同。连接件设计为完全抗剪，在梁 1 上涂有黄油，消除了混凝土和钢梁表面之间的粘结作用，从而梁 1 的大部分剪力由抗剪连接件承受。组合板钢梁的整体连接件分布如图 4.2 所示。



(a) 各钢梁连接件示意图



(b) 钢梁和混凝土板螺栓连接示意图

图 4.2 钢梁连接件示意图

在实验室条件下对试验构件造成不同程度的损伤，如图 4.3~4.5 所示。对实际桥梁可能出现的损伤情况分 3 种工况进行实验室模拟。以组合板的初始状态为参考状态，各种损伤工况的具体定义如下所示。

工况 1：将 5 号点和 14 号点之间的横隔梁拆掉，如图 4.3 所示。该工况的设计是使工字钢的侧向刚度发生变化。

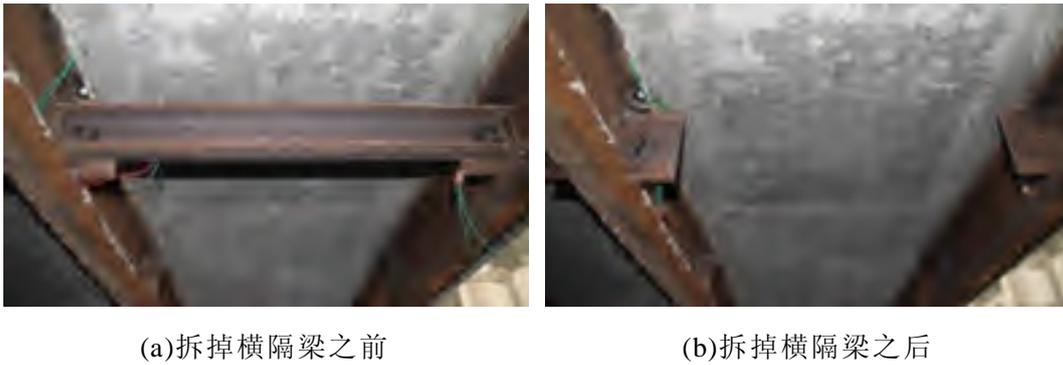


图 4.3 工况 1：模拟横隔梁损伤

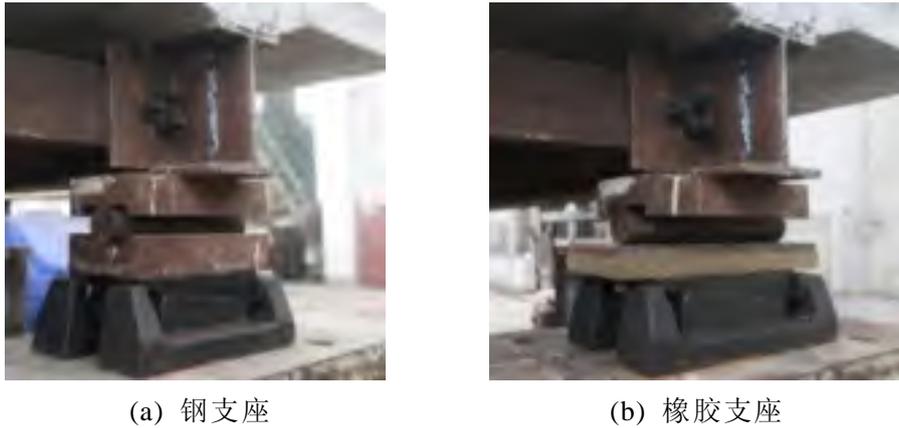


图 4.4 工况 2：模拟支座损伤

工况 2：将 1 号点的支座由钢支座换成橡胶支座，钢支座的弹性模量为 200000MPa，橡胶支座采用聚氨酯板，弹性模量为 60MPa。支座下面放置了一个刚性的可调节支座，利用可调节支座可以对组合板的 6 个支座进行调平，同时可以方便地更换支座类型，工况 2 如图 4.4 所示。该工况使支座刚度产生变化。

工况 3：将梁 1 中位于 5~9 号点区域的螺栓完全松掉，如图 4.5 所示。该工况使混凝土和钢梁的连接情况发生变化。

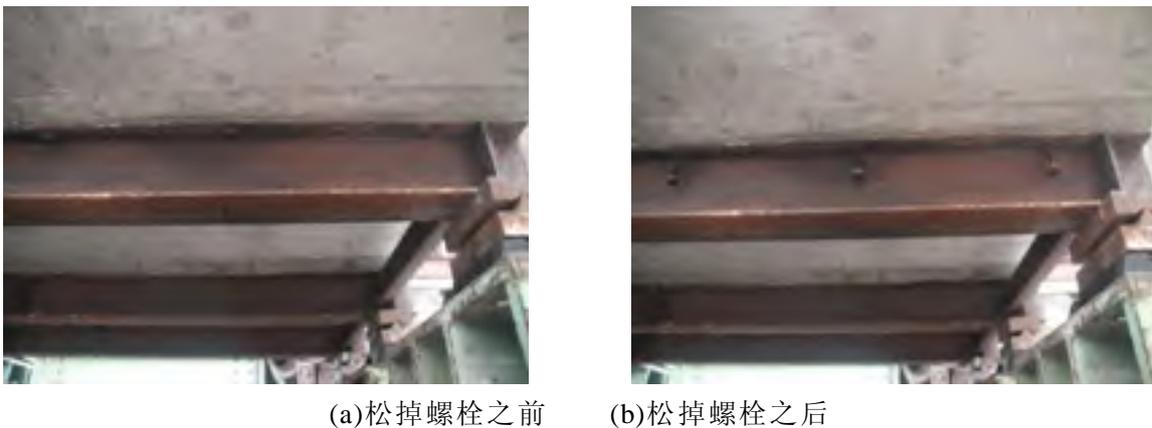


图 4.5 工况 3：模拟连接件损伤

4.2.2 试验模态分析

为研究不同损伤工况对于组合结构板不同位置处柔度系数的影响，主要以梁

1 和梁 2 为研究对象进行了一系列的静动力试验。动力试验过程中，采用 DP730 采集系统进行数据采集。为了使脉冲信号有充分的数据点，采样频率设置为 4096Hz。通过对比实验表明，试件在每次锤击 8s 后已经充分衰减，因此采样时间设置为 8s。每根梁布置 9 个传感器，测点位置如图 3.2 所示，其中除支座外的 7 个位置被用来进行锤击法试验。将采集的力时域数据和响应时域数据进行傅里叶变换得到其频响函数，利用 CMIF 方法进行模态参数提取峰值图如图 4.6 所示，进一步分析得到结构的模态柔度。

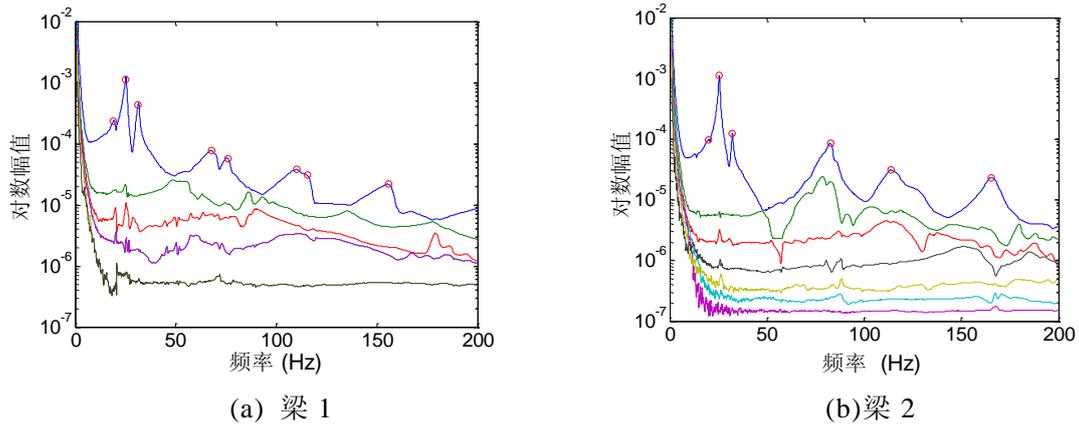


图 4.6 CMIF 峰值提取图

为了验证动力测试结果的准确性，对梁 1 和梁 2 分别进行了一组静载试验。对梁 1 和梁 2 除支座处的其他 7 个测点分别进行砝码堆载，每个测点上的砝码为 50kg，然后用百分表测试结构在荷载下的挠度。将动力测试得到的模态柔度预测结构在荷载下的位移值与静载试验实际测得的位移值进行对比，如图 4.7 所示。由图可见，利用模态柔度预测的位移值与结构在荷载下的位移实测值吻合良好，说明了模态柔度识别的准确性。

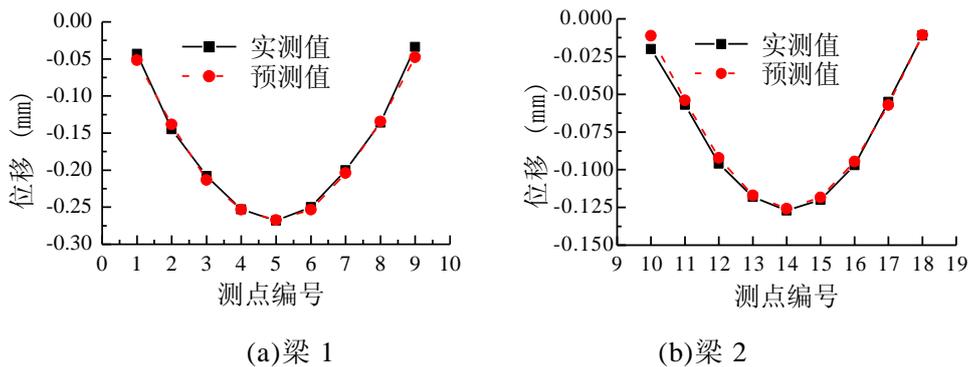


图 4.7 位移实测值和预测值

4.2.3 不同损伤工况模态分析结果

对不同工况下的试验板进行模态测试，利用 CMIF 方法对 FRF 进行峰值极点提取得到结构的模态参数，如频率、阻尼比等，将损伤工况下的模态参数与参考

状态进行对比如表 4.1 所示，表中所列差值均是值该工况频率与参考状态测试频率之间的差值。

表 4.1 不同工况下频率和阻尼比的比较

梁号	参考状况		工况 1			工况 2			工况 3		
	频率 (Hz)	阻尼 (%)	频率 (Hz)	阻尼 (%)	差值 (%)	频率 (Hz)	阻尼 (%)	差值 (%)	频率 (Hz)	阻尼 (%)	差值 (%)
1	19.75	2.67	18.81	4.62	4.76	18.27	2.73	7.49	19.89	2.85	4.35
	25.21	1.64	25.26	1.36	0.20	23.91	1.86	5.16	24.77	2.39	1.75
	31.47	1.96	31.57	1.77	0.32	30.75	1.60	2.29	31.13	1.54	1.08
	69.40	6.80	68.31	6.68	1.57	65.63	2.71	5.43	69.50	8.03	2.74
	74.54	4.11	74.30	3.31	0.32	/	/	/	73.75	3.05	1.06
	110.61	4.60	109.18	4.29	1.29	103.40	3.76	6.52	/	/	/
	113.91	2.28	113.14	2.56	0.68	/	/	/	110.53	3.83	2.97
	154.39	2.75	152.68	3.18	1.11	149.80	3.80	2.97	150.13	3.69	2.76
2	20.26	2.26	20.38	2.35	0.59	19.24	3.43	5.03	19.92	2.57	1.70
	25.43	1.39	25.51	1.35	0.31	24.21	1.74	4.80	25.09	1.64	1.34
	32.00	1.47	31.98	1.49	0.06	31.02	1.74	3.06	31.60	1.53	1.24
	82.33	2.34	81.70	1.91	0.77	85.68	2.43	4.07	82.10	2.07	0.27
	113.09	4.09	113.31	3.99	0.19	117.55	3.49	3.94	112.32	3.53	0.68
	166.07	2.34	165.22	2.25	0.51	165.43	2.46	0.39	164.28	2.35	1.08

由表 4.1 可见，不同损伤工况下钢-混凝土组合板的自振频率均一定程度下降，阻尼比的变化则不明显。相对于高阶模态，低阶模态对钢-混凝土组合板的损伤更为敏感，其中第 1 阶模态频率在不同工况下分别降低 4.76%、7.49%、4.35%，可见结构的模态频率对支座刚度的变化最为敏感。从结构的频率变化能够判断损伤的发生，但无法判断其损伤位置。

利用 CMIF 方法对 FRF 进行曲线拟合，根据方法 2 公式(3)进一步得到结构的模态柔度矩阵。将柔度矩阵乘以测点位置对应的力向量，可以得到一个模态柔度位移值，作为结构损伤判定的指标。将 3 个损伤工况下获得的模态柔度位移与参考状态位移进行对比，如图 4.8 所示。

为了进一步量化结构的损伤程度，以试验板的原始状态为参考状态，定义不同损伤工况下的模态柔度位移差值如下：

$$E = \frac{|D_d - D_r|}{D_r} \times 100\% \quad (4)$$

式中， E 为模态柔度位移差值， D_d 为损伤工况下的模态柔度位移值， D_r 为参考状态下的模态柔度位移值。根据式(4)计算梁 1 和梁 2 在不同工况下的模态位移差值如图 4.9 所示。

由图 4.9 可见，对于工况 1，去掉横隔梁后对梁 1 的滚动支座一侧的位移值有较大影响。除支座位置外，损伤前后模态柔度位移值变化最大的点为 2 号点，前后变化 12.5%。梁 2 损伤前后模态柔度位移变化比梁 1 要小些，其变化最大值为 7.3%，为 11 号点。

对于工况 2，模态柔度位移值对支座刚度的变化非常敏感，在支座刚度变化一侧尤其明显，1 号点和 2 号点的位移值变化分别为 119.6%和 34.9%。梁 1 的支座变化对梁 2 的位移值也有一定影响，在 10 号点和 11 号点变化最为明显，为 29.3%和 14.2%。

对于工况 3，梁 1 在连接件损伤一侧的模态柔度位移值变化明显，越靠近支座变化越大，如 9 号点和 8 号点的变化分别为 89.8%和 22.1%。而梁 2 损伤前后模态柔度位移值变化不大，这是因为该损伤没有直接作用在梁 2 上，可见模态柔度能够很好地识别出局部损伤。

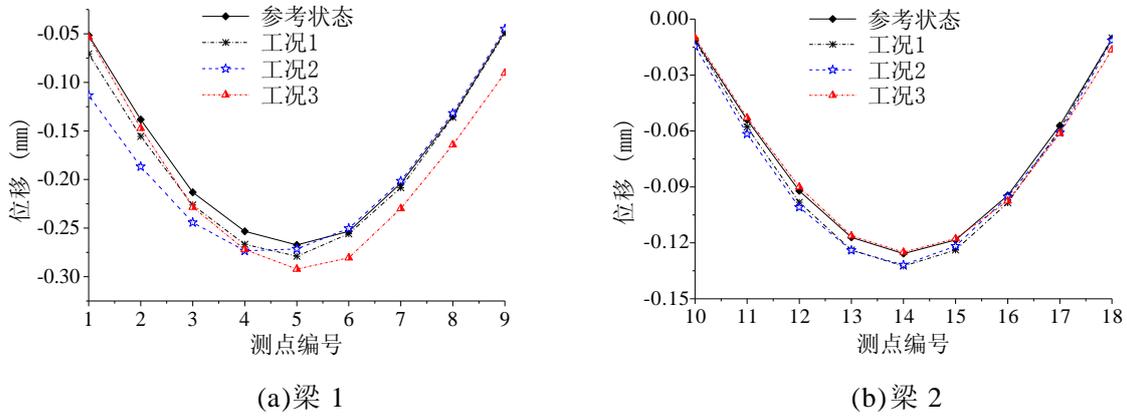


图 4.8 模态柔度位移对比

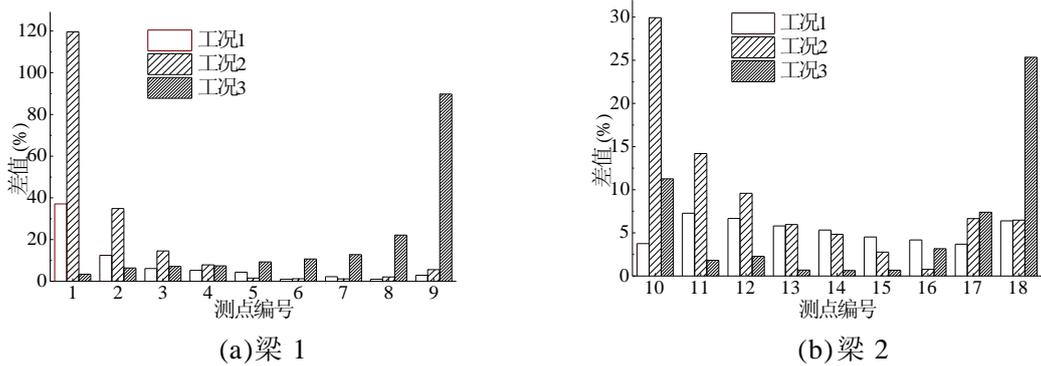


图 4.9 模态柔度位移差值

总之，横向支撑变化对梁 1 和梁 2 的模态柔度位移的影响相对其他两个工况要小。支座变化和连接件松动时，梁 1 和梁 2 均在靠近损伤的位置产生非常明显的位移差值，表明模态柔度位移能够很好地识别出结构损伤及其损伤位置。

4.3 钢-混凝土组合结构的静动载试验

4.3.1 试验目的

国内对于钢筋混凝土结构的静动力试验研究非常多,但对于钢-混凝土组合结构的静动力性能研究还比较少。运用于结构损伤识别的动力指纹多种多样,根据本文前几章的研究表明,模态柔度能够准确地预测结构在荷载作用下的位移,成为静载试验的有力补充。另外,模态柔度能够准确地识别出损伤以及损伤发生的位置,因此本文将主要从模态柔度的角度来识别钢-混凝土组合板的损伤。

静动载试验的目的主要有以下几点:(1)研究组合结构在静力加载过程中的静力性能,如荷载位移曲线,钢梁、混凝土板、钢筋的应力情况,结构随荷载增加结构产生的裂缝发展趋势等;(2)利用静力加载造成组合板的静力损伤,再利用动力测试方法识别静力损伤状态下结构的模态信息,研究利用模态柔度识别结构静力损伤的可靠性,比较结构静力位移与模态柔度位移的差别。

本文将利用 ABAQUS 进行试验板的静力分析,以作为静载试验的参考。

4.3.2 ABAQUS 有限元模型

4.3.2.1 材料本构关系

1) 混凝土本构关系

混凝土的本构关系采用 Hognestad 表达式,如图 4.10 所示。Hognestad 曲线的方程如式 4.1 所示。

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_0 \left[\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right], & \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ \sigma_0 \left[1 - 0.15 \frac{(\varepsilon - \varepsilon_0)}{(\varepsilon_u - \varepsilon_0)} \right], & \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (4.1)$$

式 4.1 中, σ_0 为混凝土峰值应力; ε_0 为混凝土峰值压应变; ε_u 为混凝土极限压应变。

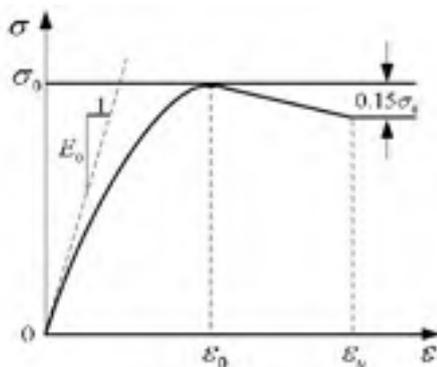


图 4.10 混凝土本构关系

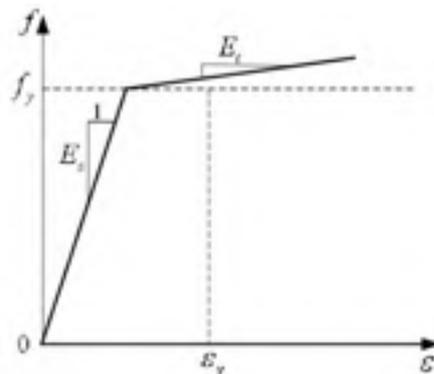


图 4.11 钢材本构关系

Hongnestad 建议理论分析时,取混凝土极限压应变 $\varepsilon_u=0.003$,峰值压应变为:

$$\varepsilon_0 = 2 \frac{\sigma_0}{E_0} \quad (4.2)$$

式(4.2)中,混凝土峰值应力: $\sigma_0 = 0.85f_c$, f_c 为混凝土圆柱体抗压强度。混凝土的初始弹性模量取 $E_c=34500\text{MPa}$,泊松比为 0.2。混凝土开裂的临界应力为 $10\% f_c$,软化模量为 $10\% E_c$ 。

2) 钢材本构关系

钢材的本构关系采用二折线模型,其应力—应变关系曲线如图 4.11 所示,图中取钢材弹性模量 $E_s=206000\text{MPa}$,钢材强化模量 $E_t=0.01E_s$,泊松比为 0.3。

3) 钢筋本构关系

金属塑性模型被选取为钢筋的本构关系模型。在 ABAQUS 有限元模型中,塑性参数的定义通常是输入结构的真实应力与真实应变,因此需要对相关的数据进行一定的转换。由于钢筋在受拉时会发生颈缩效应,因此材料的名义应力将小于其真实应力。为了获取结构的真实受力数据,应该把钢筋的名义应变和应力转换为钢筋的真实应力和应变。这些参数的转换过程如下面几个公式所示:

$$\varepsilon = \ln(1+\varepsilon_{\text{nom}}) \quad (2.26)$$

$$\sigma = \sigma_{\text{nom}}(1+\varepsilon_{\text{nom}}) \quad (2.27)$$

$$\varepsilon^{\text{pl}} = \varepsilon - \varepsilon^{\text{el}} = \varepsilon - \sigma / E \quad (2.28)$$

式中, ε 和 ε_{nom} 分别代表结构的真实应变和名义应变; σ 和 σ_{nom} 分别代表真实应力和名义应力; ε^{pl} 和 ε^{el} 则分别代表真实的塑性应变和弹性应变。将有限元模型中钢筋本构的相关参数设置整理如表 4.2 所示。

表 4.2 钢筋本构关系参数

规格	弹性模量 (N/mm ²)	泊松比	塑性数据			
			σ_{nom} (MPa)	ε_{nom}	σ (MPa)	ε^{pl}
Φ8	2.06×10^5	0.3	300	0.001456	300.44	0
			420	0.55	651	0.435

4.3.2.2 几何模型

几何模型按照构件的实际尺寸建立,其有限元模型示意图如图 4.12 所示。建模时未考虑钢梁和混凝土的滑移,采用实体单元进行建模,有限元网格划分为 50mm。

4.3.2.3 有限元分析结果

由于实验室加载装置的限制,采用单点加载方案对钢-混凝土组合板进行加载。ABAQUS 有限元模型分析时,首先在混凝土板跨中位置建立一块刚度无穷大

的钢板模拟实际加载过程中的钢梁。然后在刚性板的中心位置采用单点加载，其加载模型图如图 4.13 所示。运行有限元软件，得到钢-混凝土组合板的应力云图和变形示意图如图 4.14 所示。钢梁和板内钢筋的应力和变形情况如图 4.15 所示。由分析结果可以看出：钢梁的应力较大，混凝土的应力较小；纵向钢筋的应力比横向钢筋要大。这说明钢-混凝土组合板的主要受力构件为钢梁，因此组合板具有较好的延性。



图 4.12 钢-混凝土组合板的 ABAQUS 有限元模型网格划分

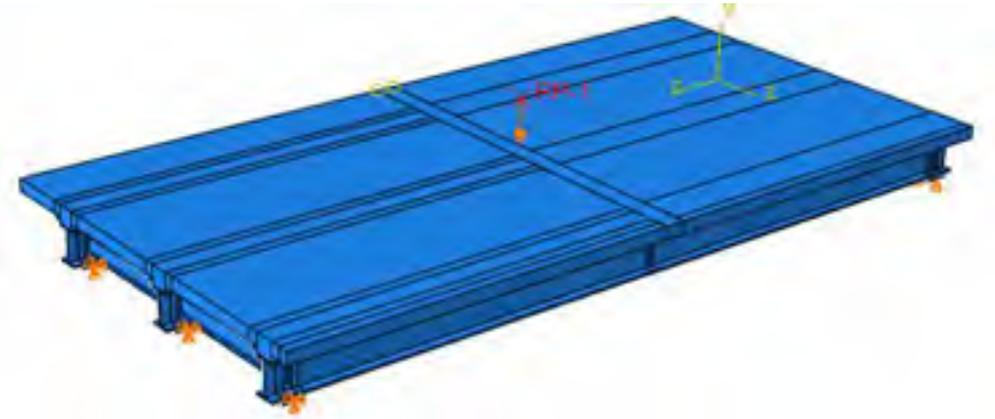
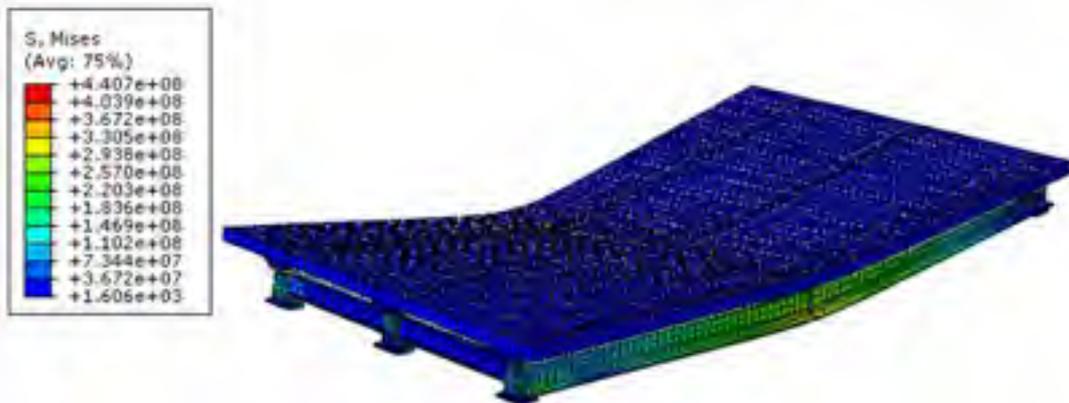


图 4.13 有限元模型的加载图

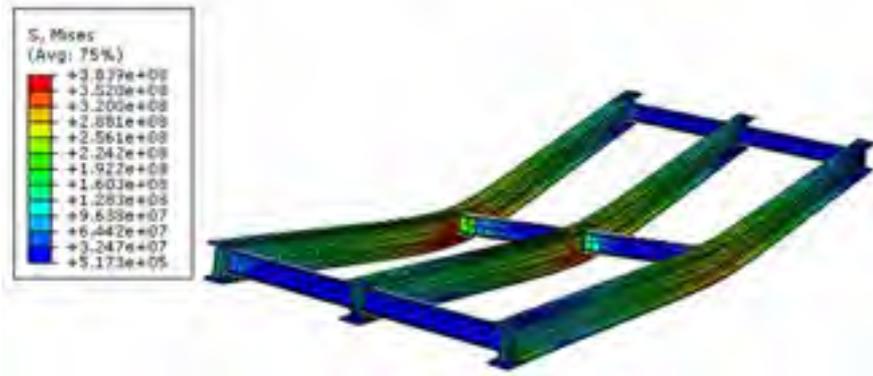


(a)变形示意图

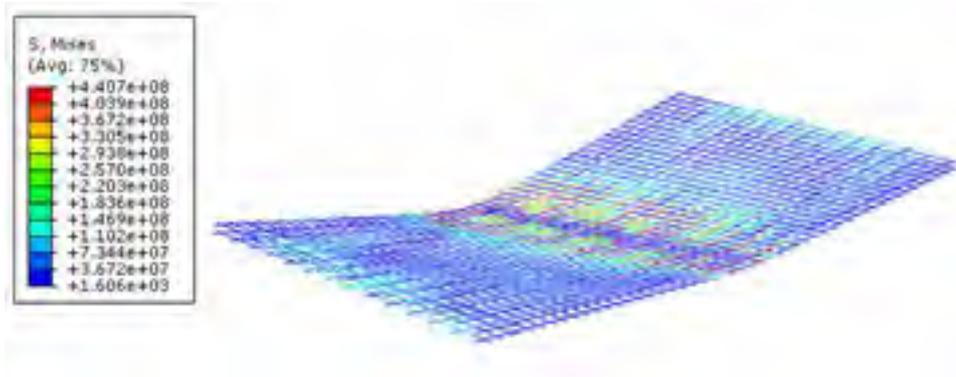


(b)应力云图

图 4.14 钢-混凝土组合板整体应力云图和变形示意图



(a)钢梁



(b)钢筋

图 4.15 钢-混凝土组合板钢梁和钢筋应力云图和变形示意图

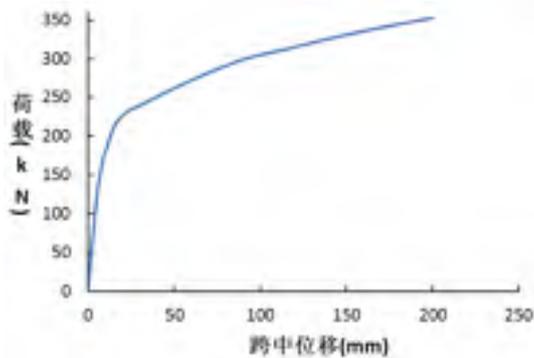


图 4.16 ABAQUS 分析的跨中荷载位移曲线

集中力作用点处的荷载位移曲线如图 4.16 所示，极限荷载为 352.68kN，极限

荷载对应的位移值为 200mm。由荷载位移曲线可以看出，钢-混凝土组合板在 180kN 的荷载以内，结构基本保持着线弹性状态。荷载超过 180kN 之后，结构进入塑性阶段，变形急剧增加。但有限元分析结果未能表现出下降段，这与建模时材料的本构关系定义有一定关系。

4.3.3 混凝土和钢筋的材性试验

钢-混凝土组合板试件混凝土浇注的同时，预留了 3 个标准的立方体试块，其边长是 150mm，立方体试块的养护环境和养护时间与试验板一样。材料试验的主要目的在于获取混凝土的弹性模量、密度和极限强度。首先利用电子称获得试块的重量，除以试块的体积得到其密度。然后利用压力试验机对试块进行竖向加载直至破坏，如图 4.17(a)所示。混凝土试块的加载过程参照《普通混凝土力学性能试验方法标准(GB/T 50081-2002)》中的相关规定，采用匀速加载，其速率控制为 12-18kN/s。混凝土破坏时呈锥形破坏，根据测试得到的混凝土破坏强度，可以由式(4.4)推算试块的弹性模量，3 个试块的试验结果如表 4.3 所示。

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + 34.7/f_{cu}} \quad (4.4)$$

上式 E_c 代表弹性模量， f_{cu} 代表压力试验得到的混凝土破坏强度。



(a) 混凝土抗压强度试验



(b) 钢筋拉伸试验

图 4.17 钢筋和混凝土材性试验

表 4.3 混凝土材性试验数据

混凝土编号	质量/kg	密度/kg·m ⁻³	破坏荷载/kN	抗压强度/MPa	弹性模量/MPa
Con-1	7.99	2.37×10 ³	1216	54.04	3.52×10 ⁴
Con-2	8.04	2.38×10 ³	1172	52.09	3.49×10 ⁴
Con-3	8.11	2.40×10 ³	1236	54.93	3.53×10 ⁴
平均值	8.05	2.38×10 ³	1208	53.68	3.51×10 ⁴

表 4.4 钢筋材性试验数据

钢筋编号	屈服荷载/kN	屈服强度/MPa	极限荷载/kN	极限强度/MPa
HRB300-1	8.63	305.21	12.03	425.63
HRB300-2	8.84	312.78	12.20	431.77
HRB300-3	8.75	309.52	12.14	429.63
平均值	8.74	307.84	12.12	429.01

钢-混凝土组合板制作过程，预留了 3 根 600mm 长的板内分布钢筋，用于进行钢筋的抗拉试验。抗拉试验参照《金属材料拉伸试验第 1 部分：室温试验方法 (GB/T 228.1-2010)》的相关规定，利用拉伸试验机对钢筋进行轴向受拉试验，记录下钢筋的屈服荷载和极限荷载，3 根钢筋的抗拉试验结果如表 4.4 所示。

4.3.4 分级加载工况

钢-混凝土组合板通过分级静力加载制造损伤工况，图 4.18 为钢-混凝土组合板静力加载的测点布置和试验照片，试验板两端通过固定铰和滚动铰支承在钢墩上，且两端悬臂长 100mm，采用液压千斤顶加载装置对结构进行加载。



(a)加载照片



(b)测点布置

图 4.18 钢-混凝土组合板静力加载照片和测点布置

试验板的挠曲变形通过 15 个沿钢梁纵向均匀布置位移计测试，编号为 D01~D15。采用黄岩公司生产的应变片进行应变测量，15 个混凝土应变片用来测量组合板的混凝土应变，型号为 BX120-100AA，编号为 C01~C15，其中位于 1/4 跨和 3/8 跨的混凝土应变片贴在混凝土面板的上表面，受加载梁的影响，1/2 跨的混凝土应变片贴在混凝土面板的下表面。24 个钢筋应变片用来测试钢梁的应变，应变片型号为 BX-120-5AA，编号为 ST01~ST24。每根钢梁的 1/4 跨和 1/2 跨位置贴有钢筋应变片，每个位置贴了 4 个应变片，其中工字形钢梁的腹板有 3 个应变片，梁底翼缘底部有 1 个应变片，具体位置如图 4.19 所示。

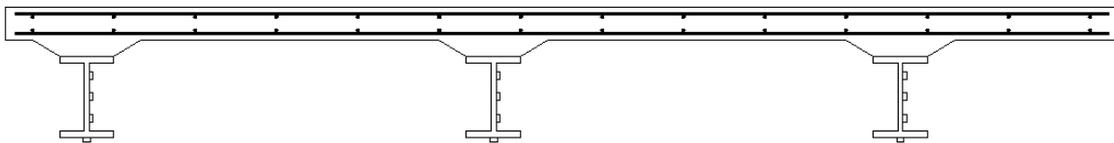


图 4.19 钢梁应变片位置图

跨中控制截面位于钢梁位置处的纵向钢筋和横向钢筋均贴有钢筋应变片，其型号为 BX-120-3AA，编号为 B01~B06，主要用于测试跨中位置钢筋的应变情况。钢-混凝土组合板采用单点加载，压力传感器用来监测机械千斤顶所施加的荷载值，千斤顶的单点荷载通过位于试验板跨中上面的加载梁均匀传递到试验板。为了使点荷载均匀分布于实验板的各个主梁，在加载梁的下方撒了一层较厚的实心砂，并将弹性垫块均匀垫在加载梁的下方。位移传感器、压力传感器和应变片数据均由 TDS-530 应变仪采集，人工记录试验过程中的裂缝出现与开展。

对组合板进行了分工况多级静载试验，总共设置了 3 组加载工况。第 1 组测试为静力损伤工况 1，对试验板进行加载，一边加载一边观察试验过程结构是否出现裂缝，当试验板出现肉眼可见的裂缝即停止加载，卸载后对试验板进行一次动力测试。第 2 组测试为静力损伤工况 2，将试验板加载至中度开裂，卸载后进行动力测试。第 3 组测试为静力损伤工况 3，将试验板加载至破坏，卸载后再进

行动力测试。

4.4 试验现象及结果

4.4.1 静载试验裂缝发展情况

由于钢-混凝土试验板采用单点加载的方式进行加载，跨中截面为控制截面，跨中的位移和应力均是最大的。图 4.20 为钢-混凝土组合板静载试验中记录的裂缝开展，钢-混凝土组合板的裂缝集中分布于试验板的跨中底部区域。

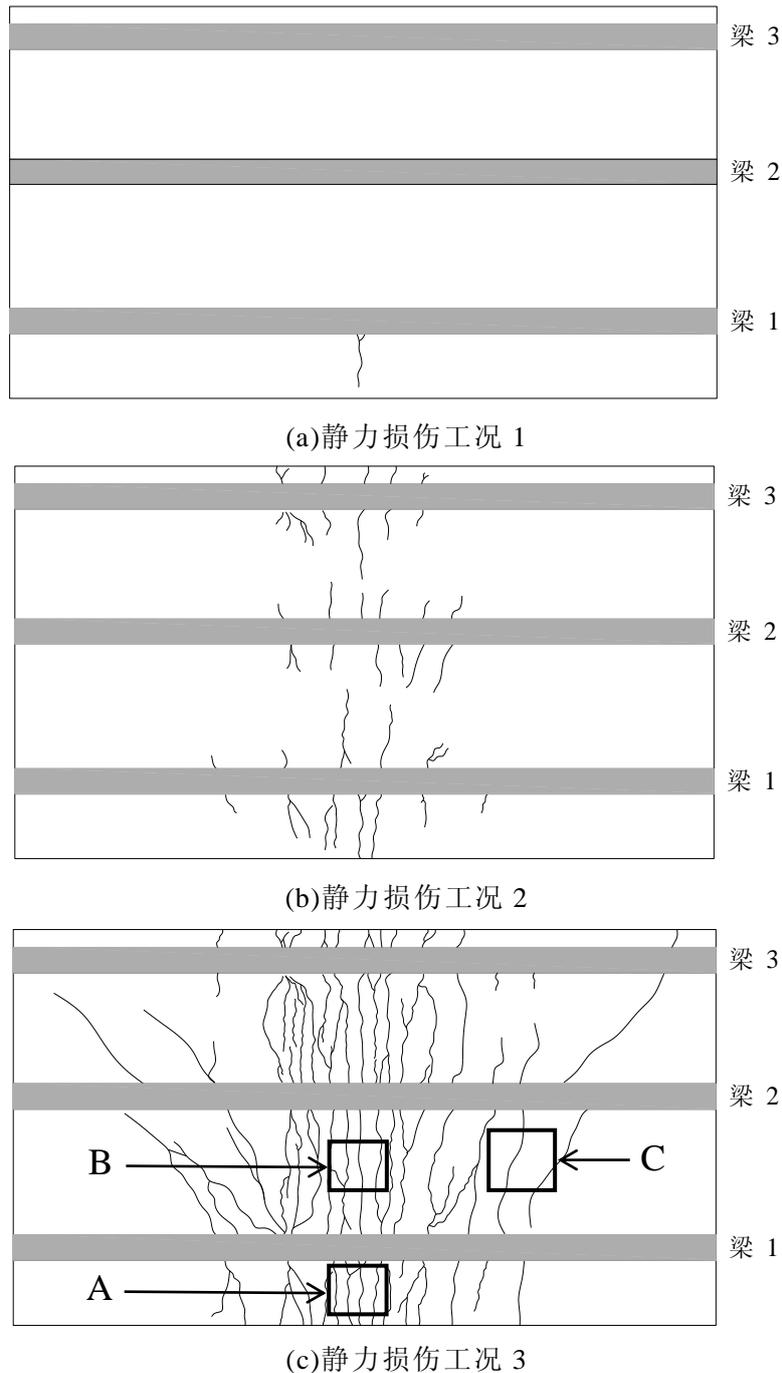


图 4.20 钢-混凝土组合板的裂缝开展

钢-混凝土组合板的受力过程可分为开裂前、带裂缝工作和钢梁屈服后三个阶段

段：混凝土开裂为裂缝从无到有的界限状态，表征着混凝土从线弹性状态进入弹塑性状态；带裂缝工作阶段为裂缝的量变累积过程，表现为已有裂缝的不断扩宽以及向支座方向延伸和新裂缝的不断出现；钢梁屈服后阶段为裂缝量变到质变的破坏过程，混凝土的裂缝急剧扩展，形成横向贯通裂缝，裂缝间距开始变小，跨中区域的裂缝变得很密集，同时裂缝宽度增大，裂缝由跨中不断向两边发展，最后出现混凝土剥落。

由图 4.20 可以看出，结构首先在梁 1 跨中位置出现裂缝，这是由于该试验板为左右不对称结构，梁 1 的混凝土翼缘板向外伸出宽度要比梁 3 的大，因此加载过程中梁 1 承受的力相对来说较大。随着荷载的增加，梁 1 位置裂缝开始向梁 2 和梁 3 方向扩展，同时裂缝也开始往支座方向发展，结构进入带裂缝工作阶段。由于组合结构的主要受拉构件为钢梁，因此能够承受较大的挠曲变形。随着荷载继续增加，梁 1、梁 2 和梁 3 之间的裂缝相互贯通，裂缝变得非常密集，最终结构发生破坏。图 4.21 为结构破坏状态下的照片，其中图 4.21(a)~4.21(c)分别对应图 4.20(c)中标出的 A、B、C 三个位置的裂缝开展情况，图 4.21(d)是破坏时螺栓发生剪切破坏后的照片。由图 4.21 可见，结构破坏时，跨中底部混凝土裂缝密集，结构的竖向变形增大，钢梁与混凝土板之间的粘结逐渐减弱，导致连接件承受的剪切力增加，最终螺栓连接件被剪断，整个结构发生弯剪破坏。



(a)位置 A 裂缝照片



(b)位置 B 裂缝照片



(c)位置 C 裂缝照片



(d)螺栓套筒连接件破坏照片

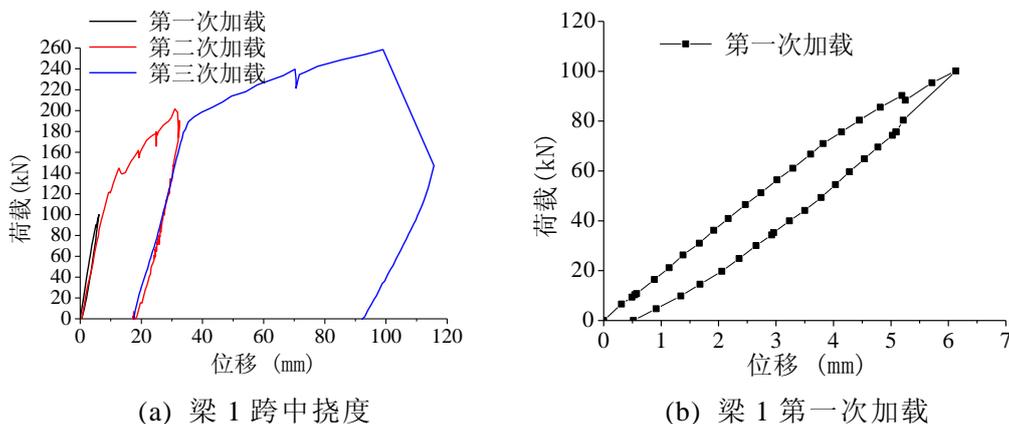
图 4.21 钢-混凝土组合板的破坏状态

4.4.2 荷载-位移曲线

钢-混凝土组合板的静载试验分为 3 次加载过程，3 次加载对应的最大荷载分别为 100kN、200kN 和 260kN。利用 TDS-530 数据采集仪采集荷载和位移数据，以梁 1 跨中位移为监测点，位移每增加 0.5mm 自动采集一次数据。图 4.22 是试验板破坏状态下的变形照片，由照片可以看出，结构出现了明显的挠曲变形。图 4.23~图 4.25 分别为钢-混凝土组合板 3 次静力加载历程中的梁 1 跨中、梁 2 跨中和梁 3 跨中的荷载-位移曲线。第一次加载后，各梁跨中的残余变形在 0.5mm 以内，结构基本保持着弹性状态。第二次加载后，结构跨中的残余变形为 17.3mm，结构的刚度有一定程度的下降。第三次加载至 258kN 时，荷载无法继续上升，结构的变形急剧增加，梁 1 位置的螺栓套筒连接件发生剪断，荷载突然下降，结构残余变形达到 92.5mm。加载过程中，梁 1 的跨中位移最大，梁 3 的跨中位移最小，这是由于结构本身不对称，加载梁分配给梁 1 的荷载是 3 根梁中最大的，因此梁 1 跨中位移最大，且连接件的破坏也在梁 1 发生。



图 4.22 钢-混凝土试验板破坏状态下的变形



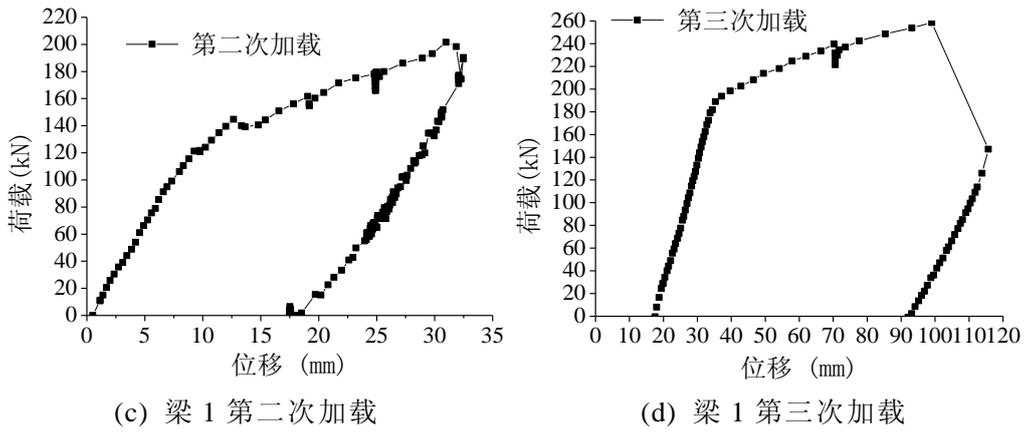


图 4.23 钢-混凝土试验板梁 1 跨中的荷载-位移曲线

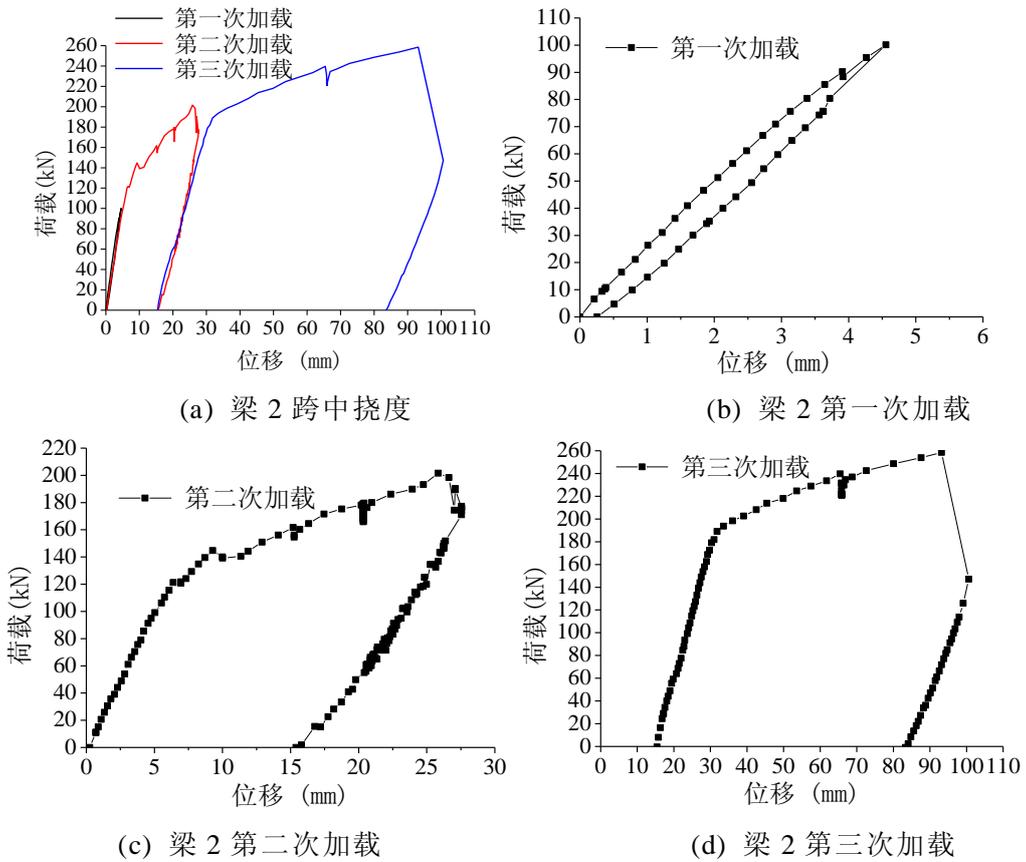
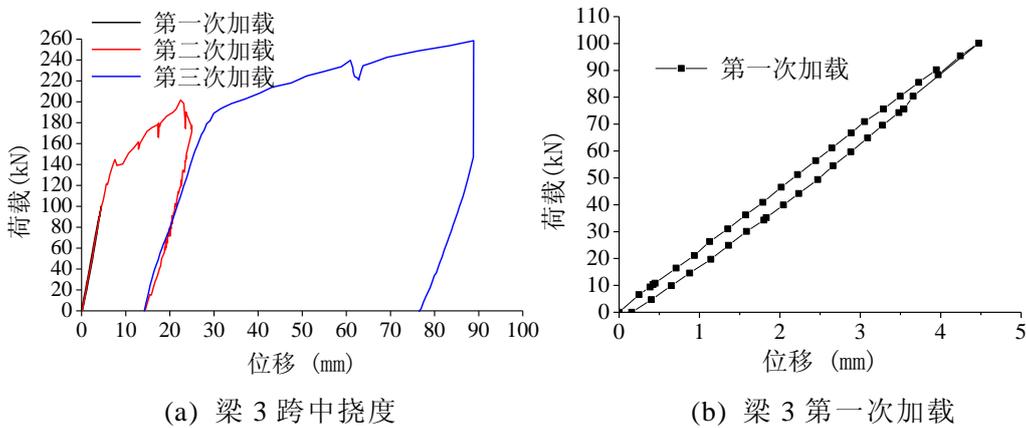


图 4.24 钢-混凝土试验板梁 2 跨中的荷载-位移曲线



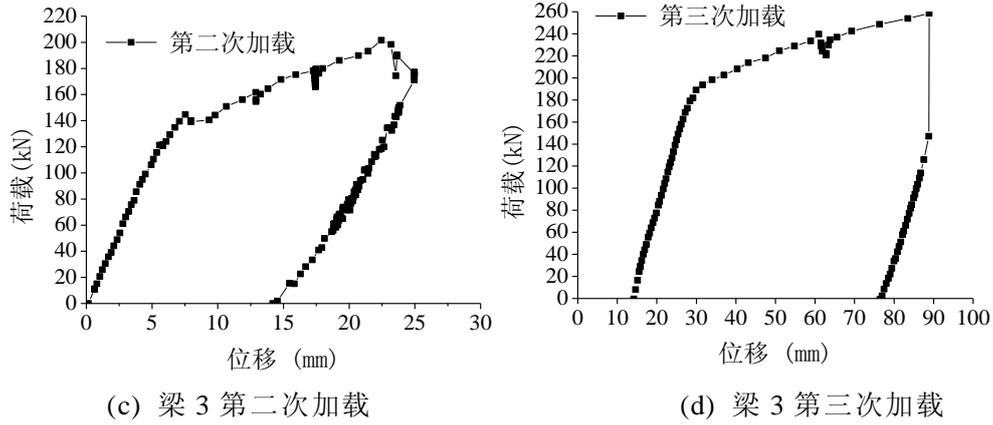


图 4.25 钢-混凝土试验板梁 3 跨中的荷载-位移曲线

4.4.3 荷载-应变曲线

4.4.3.1 钢梁应变

表 4.5 为钢梁下翼缘板底部应变片编号,图 4.26 为钢-混凝土组合板钢梁底部的荷载-应变曲线,主要分析了梁底 1/4 跨和 1/2 跨位置处钢梁的应变。由应变测试结果可以发现,荷载加载至 10kN,应变基本呈线性增长,说明结构在该阶段基本处于线弹性状态。

表 4.5 钢梁下翼缘板底部应变片编号

钢梁位置	梁 1	梁 2	梁 3
1/4 跨	ST04	ST08	ST12
1/2 跨	ST16	ST20	ST24

在弹性阶段,1/4 跨位置钢梁的应变基本相同,1/2 跨钢梁应变以梁 1 的最大,这与位移测试的结果是一致的。第 2 次加载过程,钢梁应变表现出较大的塑性变形,跨中应变增长很快,但 1/4 跨位置的应变仍然较小,梁 1 的跨中应变要高于梁 2 和梁 3 的应变。第 3 次加载过程,随着荷载的增大,3 根梁的应变接近相同。结构破坏时,钢梁跨中的应变已经到达极限应变,而钢梁 1/4 跨位置的应变仍保持线性增长。

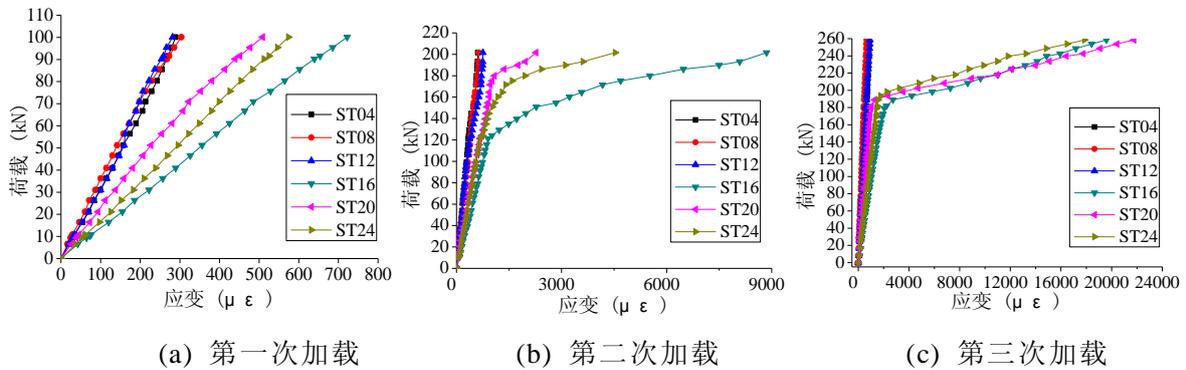


图 4.26 钢-混凝土组合板钢梁底部的荷载-应变曲线

4.4.3.2 混凝土应变

图 4.27 为混凝土面板应变测点编号图，在板的 1/4 跨、3/8 跨和 1/2 跨位置处布有混凝土应变测点，每一控制截面沿板的横向方向贴有 5 个应变片。需要注意的是，1/4 跨和 3/8 跨位置的应变片贴在混凝土板的顶面，而 1/2 跨位置的应变片受加载装置限制贴在混凝土的底面。

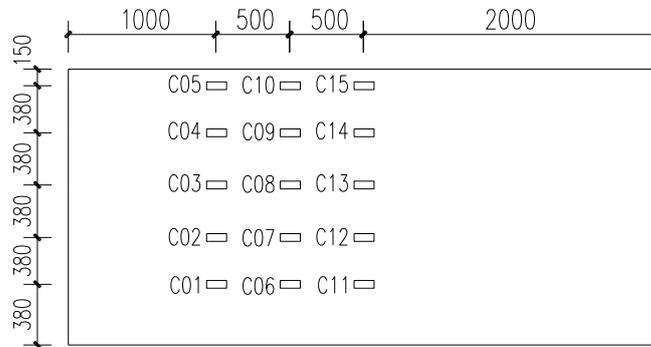


图 4.27 钢梁下翼缘板底部应变测点编号(单位: mm)

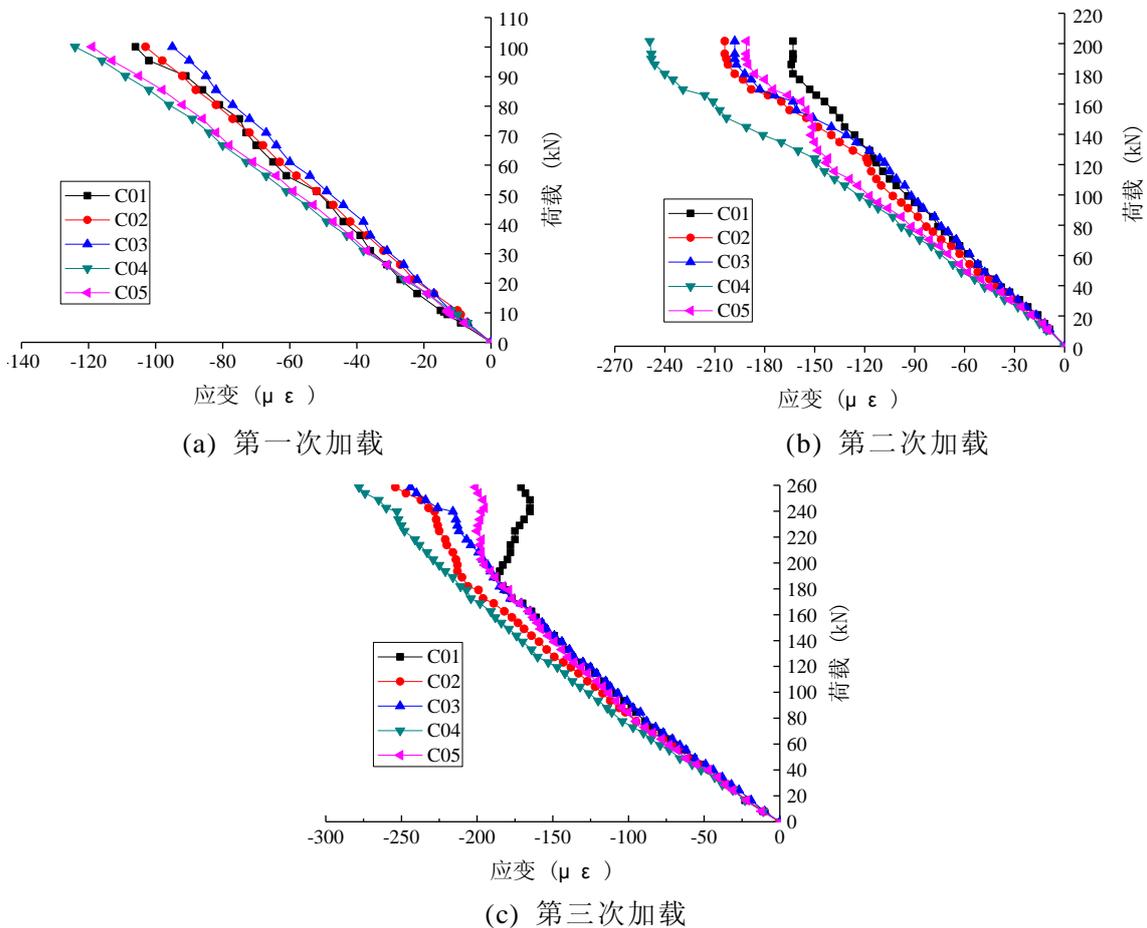


图 4.28 1/4 跨顶面混凝土应变

图 4.28~图 4.30 分别是 1/4、3/8 和 1/2 跨位置的混凝土应变。由图 4.28 可以看出，相对于钢梁应变，1/4 跨位置的混凝土压应变相对很小，第 1 次加载过程，结构处于弹性阶段，第 2 次和第 3 次加载过程中呈现出一定塑性。由图 4.29 可以看出，由于更加靠近跨中，3/8 跨位置处的应变要比 1/4 跨位置的混凝土应变增加

一倍以上，第3次加载过程中出现了明显塑性变形。由于加载装置在跨中，因此跨中的混凝土应变片贴在底部。由图4.30可以看出，跨中混凝土底部一直受拉，第1次加载过程中最先在梁1跨中附近的混凝土拉应变急剧增大，说明该处最先出现裂缝。随着加载的增大，裂缝开展，跨中的混凝土应变逐渐均匀。第2次加载中，跨中底面混凝土拉应变过大，导致应变片损坏。

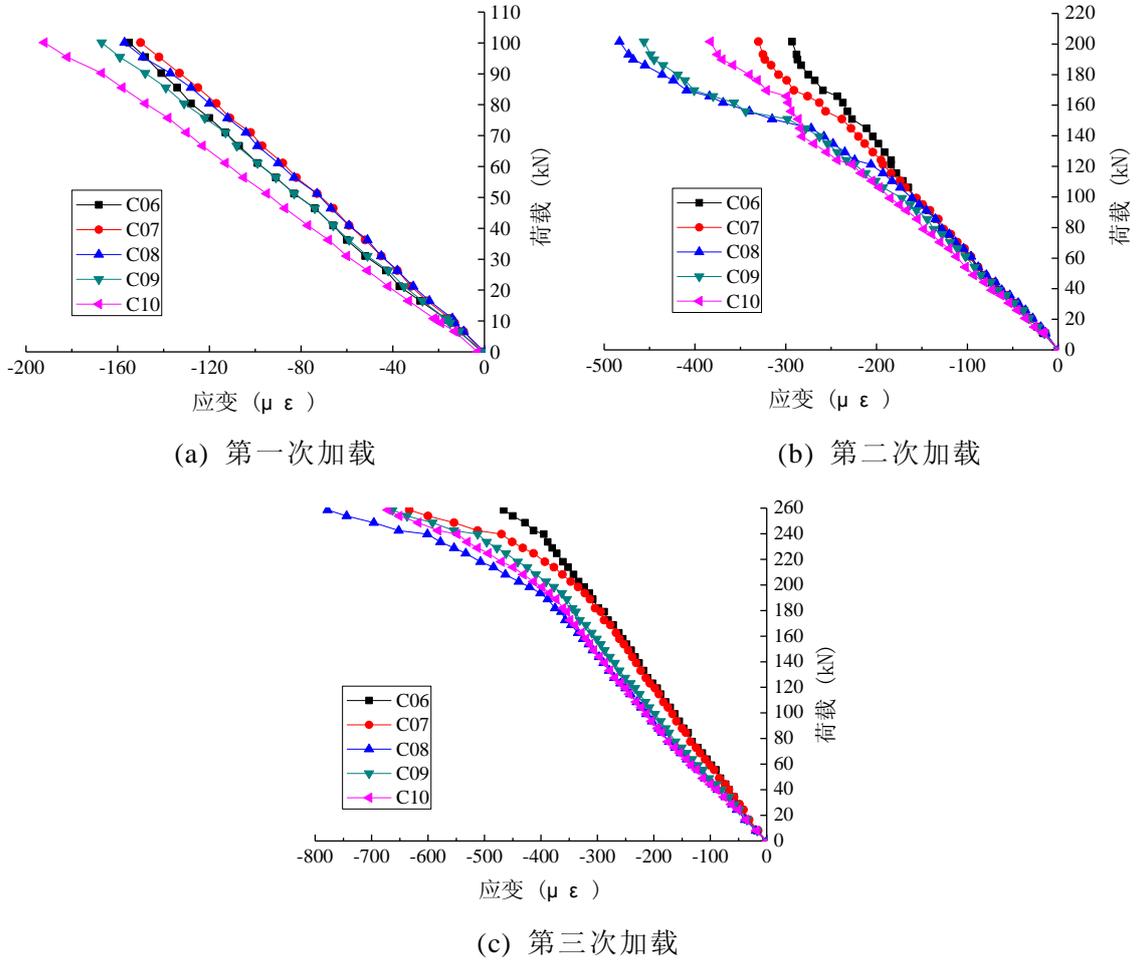


图 4.29 3/8 跨顶面混凝土应变

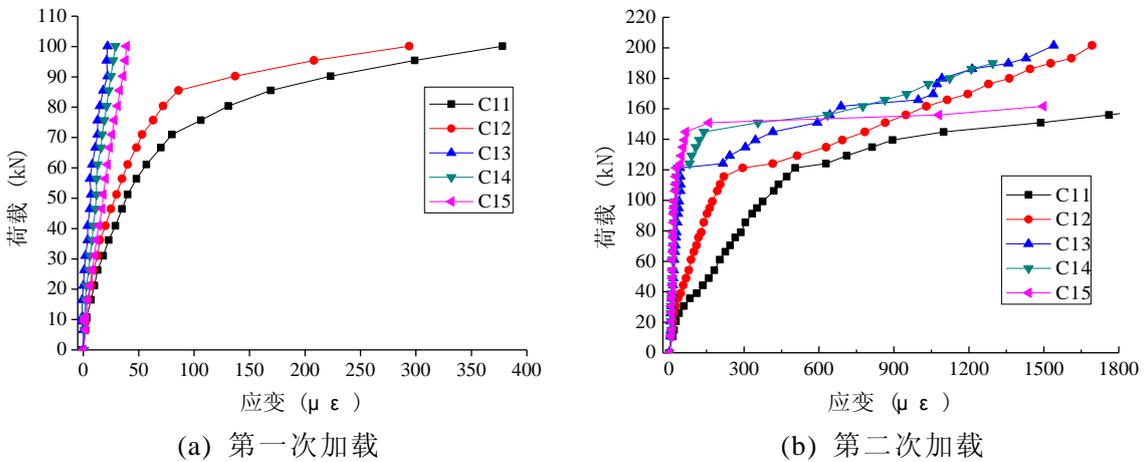


图 4.30 1/2 跨底面混凝土应变

4.4.4 损伤过程中的试验模态分析

由于在静载测试过程，将钢-混凝土组合板的方向调整了 90 度，结构的支座条件发生了一些变化，因此对该试验板又进行了一次在参考状态下的 MIMO 动力测试，以作为静力损伤工况的参照。然后，对该试验板进行静力加载造成结构的静力损伤状态。每加载 1 次后，对损伤后的试验板进行一次 MIMO 动力测试。通过动力测试获得试验板的力脉冲和加速度响应信号，对时域信号进行傅里叶变换得到其频率响应函数。采用 CMIF 模态识别方法在频率响应函数曲线的峰值处提取模态极点，各种工况下的模态极点提取图如图 4.31 所示。

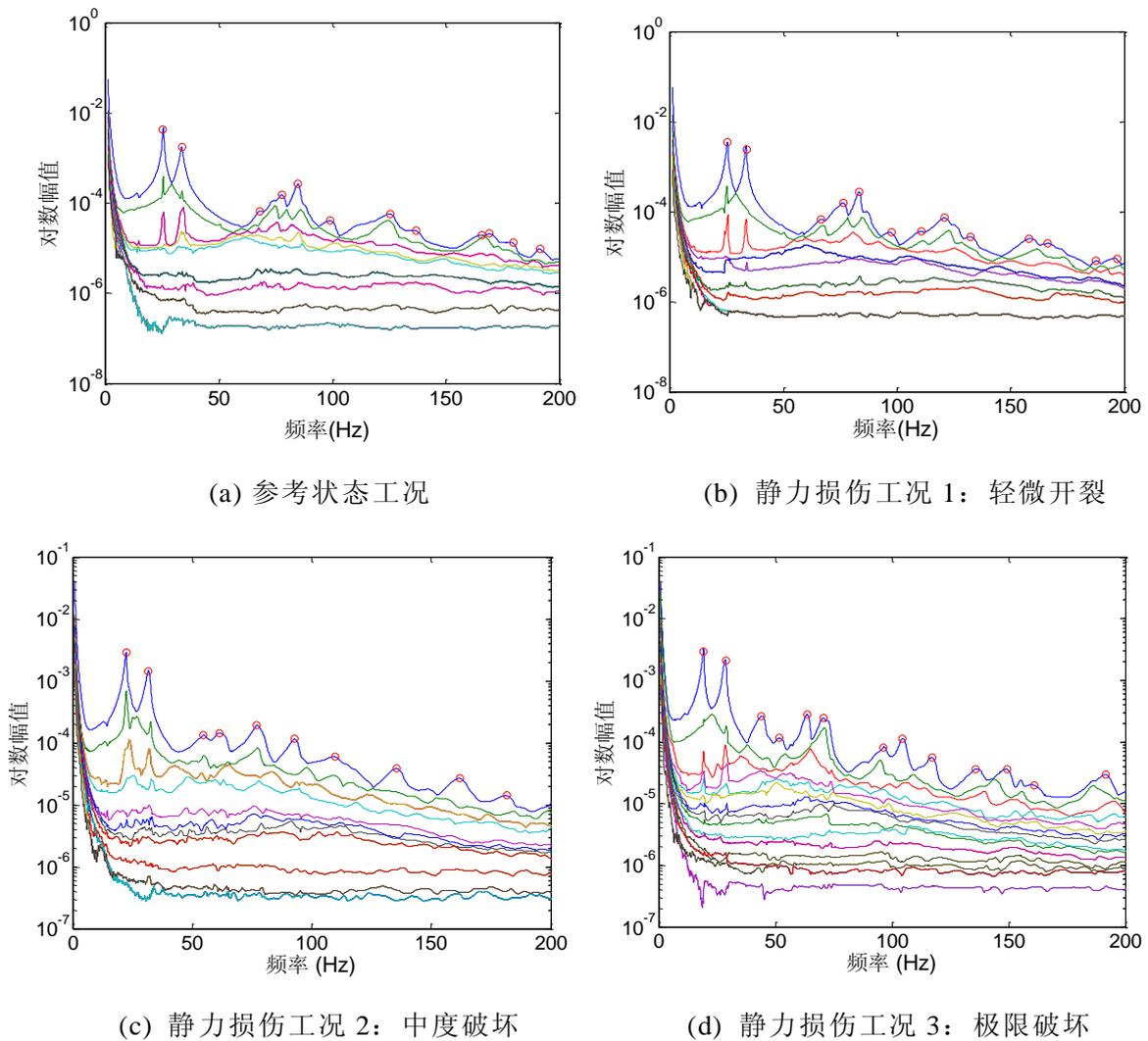


图 4.31 CMIF 方法模态识别

表 4.6 为采用 CMIF 方法识别的钢混凝土组合板 4 个分析工况的频率和阻尼比。钢-混凝土组合板的模态参数随损伤程度加深的变化规律为：整体上自振频率逐渐下降，阻尼比上升。其中，第 1 阶模态的模态参数变化最为明显。参考状态下，钢-混凝土组合板第 1 阶模态频率为 25.30Hz，而静力损伤工况 3 组合板第 1 阶模态频率基频为 19.15Hz，下降率高达 24.31%。参考状态下，试验板第 1 阶模态阻

尼比为 0.99%，而静力损伤工况 3 组合板第 1 阶阻尼比为 2.21%，增长率高达 123.23%。由各阶模态的频率、阻尼比随静力损伤的变化情况来看，前面低阶模态的变化叫高阶模态的变化要明显些。对于静力损伤工况 1，结构的频率变化率最大的模态为第 1 阶，约为 0.83%，变化幅值较工况 2 和工况 3 要小很多，这是因为在工况 1 状态下，结构基本仍属于线弹性结构。但工况 1 情况下，结构的阻尼比较参考状态发生了较大变化，这说明静力损伤工况 1 作用下，结构已产生一定数量的内部微裂缝，因此结构的阻尼比增加较快。

表 4.6 CMIF 方法识别的模态参数

模态	参考状态		静力损伤工况 1				静力损伤工况 2				静力损伤工况 3			
	频率	阻尼比(%)	频率	差值 (%)	阻尼比(%)	差值 (%)	频率	差值 (%)	阻尼比(%)	差值 (%)	频率	差值 (%)	阻尼比(%)	差值 (%)
1	25.30	0.99	25.09	-0.83	1.47	48.48	22.17	-12.37	1.91	92.93	19.15	-24.31	2.21	123.23
2	33.49	1.93	33.32	-0.51	1.03	-46.63	31.70	-5.34	2.58	33.68	28.46	-15.02	1.99	3.11
3	67.76	1.75	67.56	-0.30	2.26	29.14	65.24	-3.72	2.31	32.00	63.70	-5.99	2.07	18.29
4	77.89	2.58	76.31	-2.03	2.65	2.71	73.14	-6.10	3.32	28.68	70.63	-9.32	2.77	7.36
5	84.71	1.43	83.09	-1.91	1.25	-12.59	80.02	-5.54	1.54	7.69	79.74	-5.87	1.65	15.38
6	99.49	3.86	97.42	-2.08	4.24	9.84	95.46	-4.05	5.38	39.38	97.17	-2.33	2.83	-26.68
7	125.37	3.12	121.13	-3.38	2.82	-9.62	119.56	-4.63	3.10	-0.64	117.25	-6.48	2.52	-19.23
8	136.85	3.52	132.91	-2.88	3.03	-13.92	130.11	-4.93	3.17	-9.94	136.85	0.00	2.96	-15.91
9	165.26	3.33	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
10	169.83	2.55	167.44	-1.41	3.25	27.45	162.74	-4.17	2.87	12.55	161.51	-4.90	3.61	41.57
11	179.73	1.35	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
12	190.71	1.73	187.64	-1.61	1.64	-5.20	182.12	-4.50	1.67	-3.47	192.10	0.73	1.90	9.83

4.4.5 模态柔度位移结果

为确保参考状态下动力测试获取模态参数的准确性，首先对参考工况下动力测试得到的模态柔度进行检验。检验模态柔度测试结果的方法在前文已经有相关描述，主要是对比结构在均布点荷载作用下的静载位移和模态柔度位移。利用砝码加载，记录试验板在均布节点荷载下的位移，节点荷载作用点为 2~8、11~17 和 20~26 这 21 个测点，每个测点布置 2 个 25kg 的砝码，即节点荷载大小为 980N。模态柔度位移是由测试得到的柔度矩阵乘以节点荷载向量获得。参考状态下，静载位移与模态柔度位移的对比结果如图 4.32(a)所示。由图可见，模态柔度位移与静载实测位移十分吻合，说明测试结果的准确性。

钢-混凝土组合板 4 个分析工况的模态柔度位移比较见图 4.32(b)。由图可以看出，随着静力损伤的加深，试验板的模态柔度位移增大。为具体量化各种损伤工况下模态柔度位移变化的相对值，将各个测点在静力损伤下的模态柔度位移与参考状态下的模态柔度位移结果进行对比。由于支座位置处测点的位移较小，其相对差值的变化很大，不具备参考性，对在分析过程中舍去了 6 个支座测点，只

对其他 21 个非支座测点的模态柔度位移变化进行了分析，得到其相对差值如图 4.33 所示。

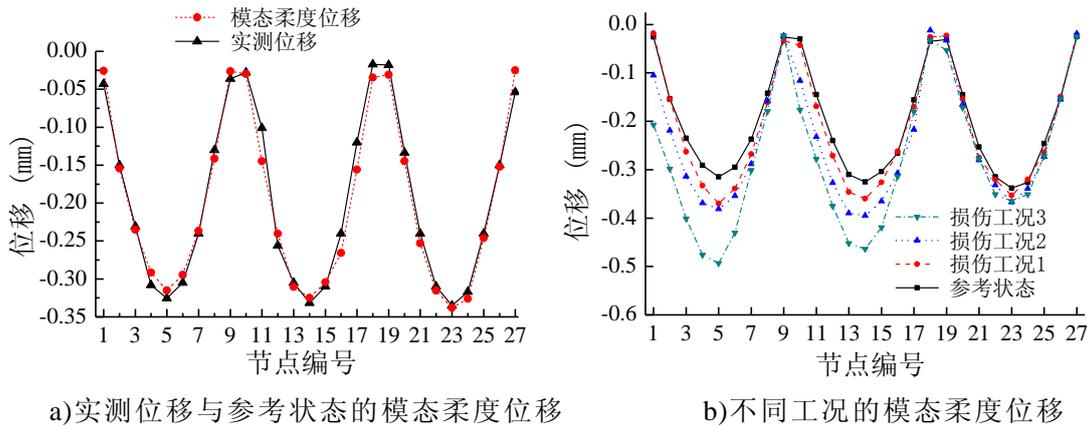


图 4.32 钢-混凝土组合板的模态柔度位移

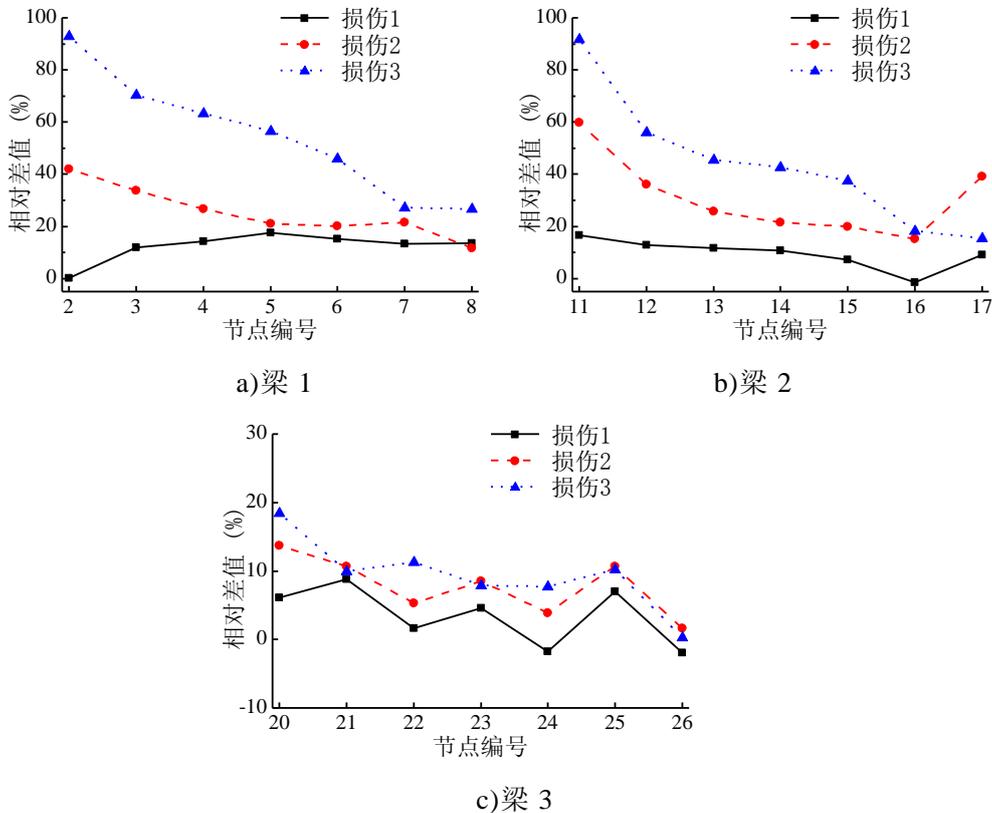


图 4.33 损伤状态下的模态柔度位移变化程度

由图 4.33 可以看出，结构在静力损伤工况 1 情况下，模态柔度位移的变化已经非常明显，最大相对差值为测点 5 的 17.5%，而利用损伤工况 1 的最大频率变化仅为 0.5%，这说明模态柔度位移对结构损伤的敏感程度要远远高于模态频率。而测点 5 正好是结构加载过程裂缝最先出现的位置，因此该测点处的模态柔度变化最大，这表明模态柔度方法能够有效地识别出损伤发生的位置。同一个静力损伤工况，梁 1 和梁 2 的柔度变化比梁 3 要明显很多，这是因为梁 1 和梁 2 的有效混凝土翼缘板宽度比梁 3 要宽，承担了更大的竖向荷载作用，因此损伤程度较梁

3 要大。对于静力损伤工况 2，梁 2 的柔度变化比梁 1 的柔度变化更大，这是因为梁 1 出现裂缝后，试验板的受拉区产生应力重分布，主要受力部位由梁 1 偏向梁 2，裂缝的扩展向梁 2 方向发展，因此其柔度变化较梁 1 更明显。但这种变化逐渐趋向均匀，使试验板的各部位均进入塑性受力阶段。因此，总体来看，梁 1 和梁 2 的柔度变化相差不是很大。对于静力损伤工况 3，随着试验荷载的增加，模态柔度位移的变化非常明显，最大变化率高达 92.8%，这说明结构已经产生了极限破坏，已经能够通过肉眼看出结构发生了明显的挠曲破坏。

从各种静力损伤工况的柔度变化趋势来看，靠近滚动支座一侧的柔度变化较固定支座一侧的柔度变化大，而最终结构连接件破坏也产生在滚动支座这一侧。结果表明，柔度变化的幅值能够反映出结构的损伤程度，进一步能够判断结构发生极限破坏的位置。

4.4.6 模态柔度位移与静载位移

图 4.34 对钢-混凝土组合板的静载位移与模态柔度位移进行比较，3 个分析工况的对应荷载分别为 100kN、200kN 和 258kN。由图可见，静力损伤工况 1 的静载位移与模态柔度预测的位移结果很接近。而静力损伤工况 2 和静力损伤工况 3 的静载位移与模态柔度位移之间的差值随着损伤程度的增加而加大。

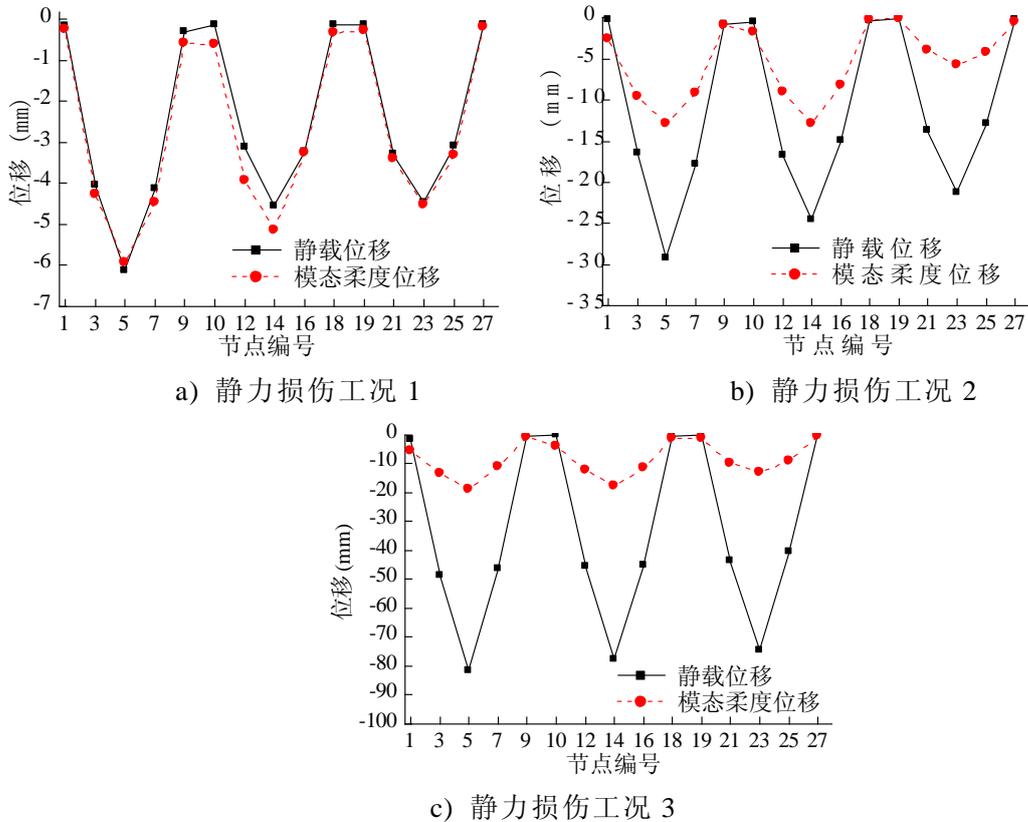


图 4.34 钢-混凝土组合板的模态柔度位移与静载位移

试验板的静力测试位移和模态柔度位移之间出现较大的差值，这主要是由于结构在静力测试和动力测试过程中受力状态的不同造成的。图 4.35 所示的示意图

能够更加形象地理解静动力测试中受力状态的不同。图中实线代表前一个损伤工况，虚线代表后一个损伤工况。对于静力测试而言，静力位移是前一个损伤工况的峰值荷载除以其割线刚度；对于动力测试而言，模态柔度位移是前一个损伤工况的峰值荷载除以后一个损伤工况起始点的切线刚度。有图可见，后一工况起始点的切线刚度大于前一工况的割线刚度，因此静力位移大于模态柔度位移。如果将损伤过程中的残余变形去除掉，则割线刚度与切线刚度的差值将会减小。对于静力损伤工况 1，结构仍处于线弹性阶段，卸载后的残余变形较小，因此静载位移与模态柔度位移结果很接近。随着荷载增加，混凝土进入非线性受力阶段，卸载后的残余变形增加，造成静载位移和模态柔度位移的差值越来越大。

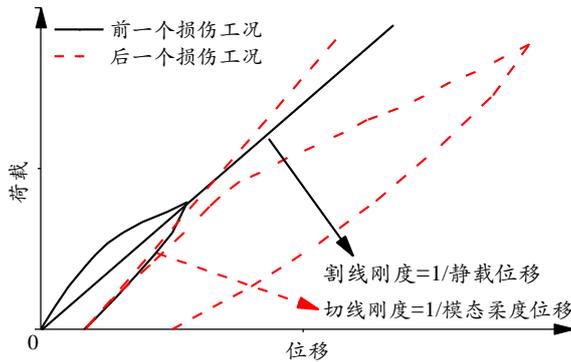


图 4.35 模态柔度位移与静载位移的对应关系

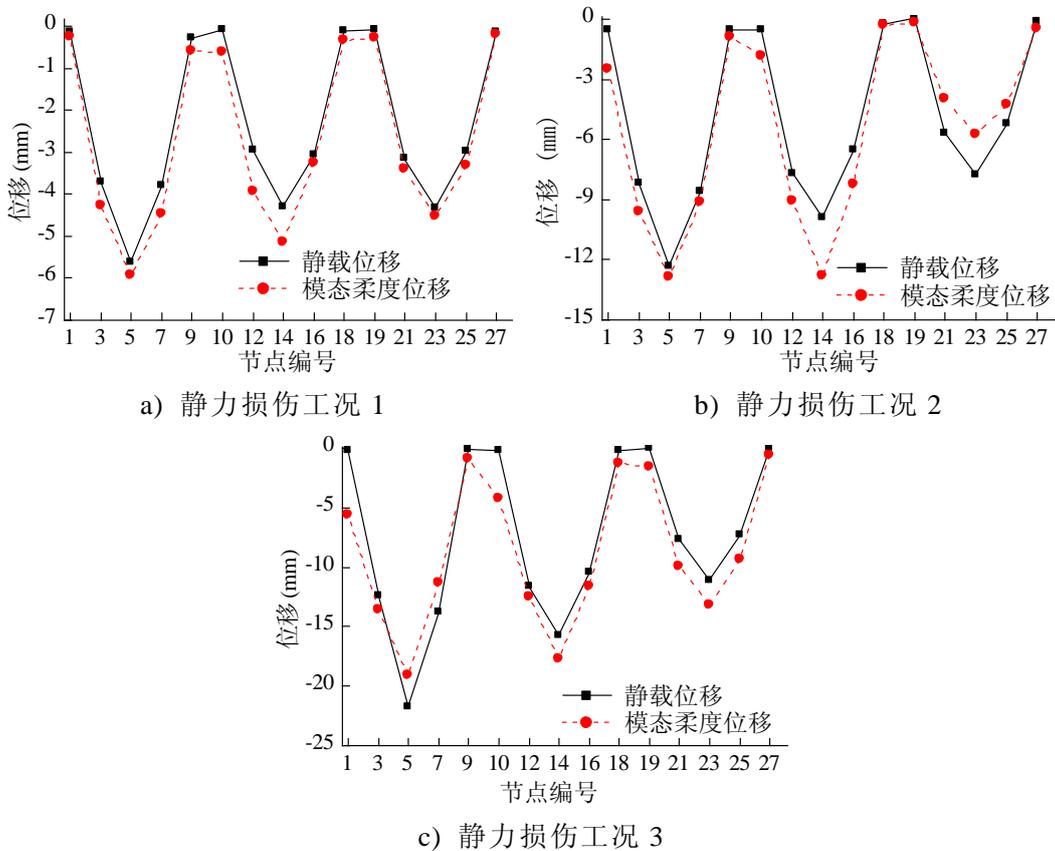


图 4.36 钢-混凝土组合板的模态柔度位移与静载弹性位移

由于组合结构的延性较好，试验板在静载试验过程中的塑性残余变形较大。

因此，可以定义一个静载弹性位移等于静载总位移减去结构卸载后的残余位移。对比静载弹性位移和模态柔度位移如图 4.36 所示。由图可见，模态柔度位移结果与静载弹性位移的差值较小。对于这一部分的误差，可从两个方面分析。首先对于模态柔度位移来说，环境噪声干扰、频响函数估计、模态峰值提取和模态拟合会引入一小部分的误差。其次，对于测试静载位移过程，受位移计安装的垂直度和采集仪器的灵敏度等影响，也会产生一定误差。特别是当试验板出现新的裂缝时，混凝土的非线性会造成荷载的小幅下滑，使得荷载与位移不同步，尤其是对于裂缝快速增长阶段的工况 2 和工况 3 来说，这一部分误差是不容忽视的。

4.5 本章小结

本章主要是基于模态柔度方法对钢-混凝土组合板进行损伤识别研究。

首先，在实验室条件下设计了支座损伤、横向支撑损伤和连接件损伤这 3 种损伤工况来模拟实际桥梁结构可能出现的各种损伤情况，基于模态柔度的损伤识别结果表明，模态柔度比模态频率对结构的损伤更加敏感，并且利用模态柔度位移的变化能够定位结构的损伤位置。支座变化对结构模态柔度的影响最大，而横向支撑条件的变化对结构模态柔度的影响较小。

其次，对钢-混凝土组合板进行静动力试验研究，按照试验板在静载过程中裂缝发展的情况分了 3 组静力损伤工况。测试结果显示模态柔度位移变化最大的位置，就是结构受力最大和开裂程度最深的位移，这说明利用模态柔度位移的变化能够反推结构的受力情况。

最后，对结构的静载位移和模态柔度位移进行了对比。在线弹性阶段，静载位移和模态柔度位移十分接近。而结构进入塑性受力状态后，由于残余变形的增大，静载位移和模态柔度位移的差值增加。

第5章 钢-混凝土组合结构的模型修正研究

5.1 引言

模型修正(Model updating)是一种理论计算,是将模型中的一个或多个参数进行修正使得修正后的模型能够更好地预测结构的反应,通常这一过程又被称为模型校验(Model calibration)。灵敏度分析通常在模型修正之前进行,系统地从模型本身及其物理参数考虑,以保证选择最灵敏的参数进行修正。利用人工的手段进行参数调整以减小实验数据和模型输出的误差是工程师最常用的方法,但是这种调整需要对桥梁结构具有先验的认识,而且该方法是相当费时且具有局限性。通常有两种途径被用来增加模型修正的有效性,第一种途径是使用分析包直接进行编程或者使用第三方的修正软件(如 FEMTool 或 Dakota),这种方法的局限性是没有后处理的功能。第二种途径利用 Matlab 程序代码对结构模型进行处理,利用 Matlab 程序将结构需要的参数提取出来并进行循环迭代运算,但此种方法只适合于结构形式比较简单的结构。

5.2 基于模型修正的结构识别理论

5.2.1 基于 Strand7 和 Matlab 交互访问的模型修正方法

Strand7^[83]是由澳大利亚研究开发的大型有限元仿真软件系统,集前处理、分析和后处理于一体,拥有强大的建模功能和丰富的分析求解功能,曾被用来进行国家游泳中心“水立方”有限元分析。Strand7 相对于 ANSYS、Sap2000 等大型有限元软件的优势主要在于两点,一是安装空间小、价格便宜、计算性能好。对于本研究所需用到的线性静力问题计算和模态分析计算两种情况,笔者团队曾进行过 Sap2000 和 Strand7 软件的对比计算,其结果误差微乎其微。另一点也是最具创新的一点是拥有可以和其他程序交互访问的 Strand7 API 模块,为使用者开拓了宽广的技术发挥空间。Strand7 API 具有动态链接库(DLL)文件 St7API.DLL,以及一系列的头文件和包含文件,DLL 文件的一些功能包括:读取 Strand7 有限元数据,修正和创造 Strand7 有限元数据,启动 Strand7 求解器以及读取 Strand7 分析结果数据。头文件的存在允许外部程序与 St7API.DLL 文件访问。它们定义所有使用的函数需要调用‘Stdcall’文件。在调用过程中,‘St7APICall.h’和‘St7APIConst.m’需要包含在程序运行目录中,而‘St7API.dll’必需位于一个能被访问程序找到的路径里。

Matlab 软件是进行矩阵计算最好的工具，而且其中包含很多特有的模块化的命令，因此计算软件选择 Matlab 进行交互是最好的选择。对于大型复杂结构，特别是由各种梁、板等构件组合而成的结构，单元编号复杂难以在 Matlab 软件中进行编程。Strand7 软件则能运用交互编程与 Matlab 软件直接衔接，并能利用许多 Matlab 自带的工具箱(统计、优化和遗传算法等)来修正合理的有限元模型。利用 Matlab 程序能直接定义和修改 Strand7 模型中的各种参数并进行反复迭代，自动提取和列出结构的反应。在综合 Matlab 编程和 Strand7 中的内部函数的前提下，模型修正的过程能简单自动运行。Strand7 API 交互访问的基本流程如图 5.1 所示。

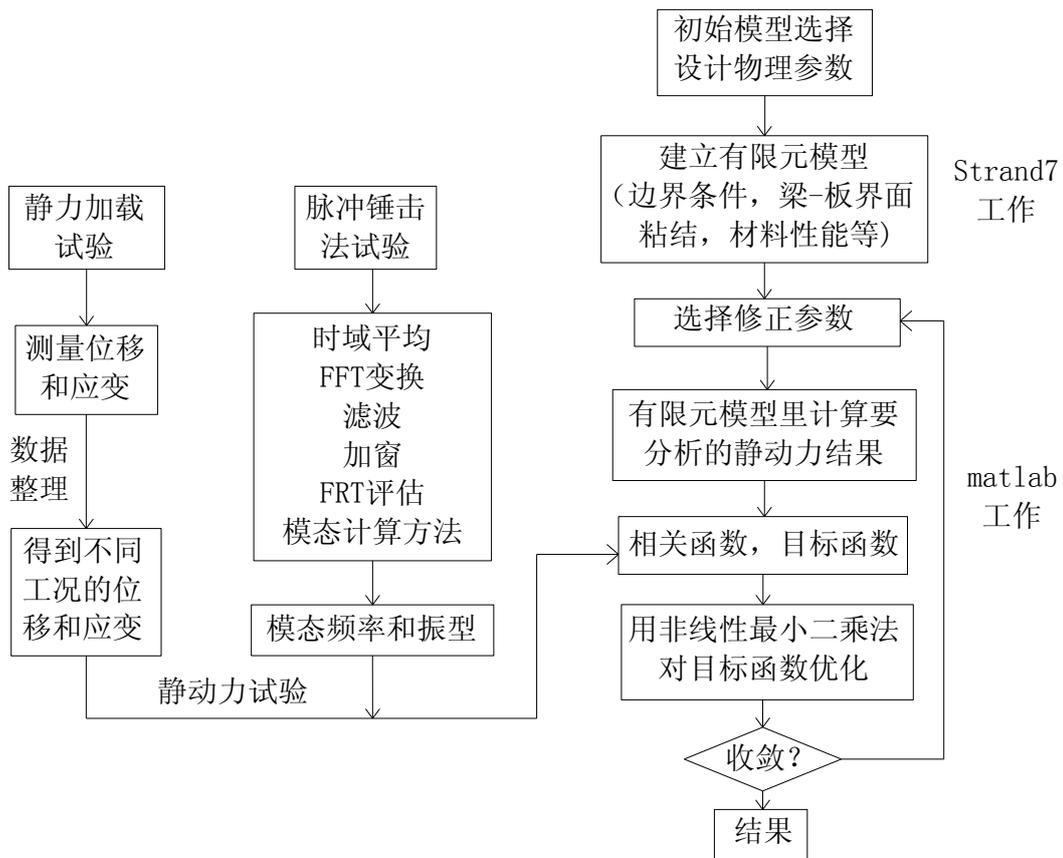


图 5.1 利用 Matlab 与 Strand7 交互访问的流程图

5.2.2 目标函数的确定

在进行计算机自动交互访问研究中，可以利用目标函数来判断是否收敛。设定目标函数比较修正模型和实际结构的误差，并基于 Matlab 编程进行优化求解。利用 Matlab 编程设定目标函数和解的精度，经过有限次迭代后，当目标函数精度满足设定值要求时，程序就会发生收敛并得到最优解。对于具有位移数据和模态数据的结构，同时进行两种数据的模型修正，定义的目标函数如式(5.1)、(5.2)所示：

$$obj_{Disp}(x) = \frac{\sum_{i=1}^n d_E^j - d_A^j(x)}{n} \quad (5.1)$$

$$obj_{Modal}(x) = \frac{\sum_{i=1}^n f_i(x) + 1 - MAC_i}{n} \quad (5.2)$$

其中,

$$MAC_i(x) = \frac{|\phi_{Ai}^T(x)\phi_{Ei}|^2}{(\phi_{Ai}^T(x)\phi_{Ai}(x))(\phi_{Ei}^T\phi_{Ei})} \quad (5.3)$$

$$f_i = \frac{f_E^j - f_A^j(x)}{f_E^j} \quad (5.4)$$

在上式中，下标 E 表示实验测试数据，下标 A 表示有限元软件 Strand7 分析数据，其中 d 表示位移， s 表示应变， f 表示频率， ϕ 表示振型向量，其中 x 表示待识别的参数，如弹性模量等。

5.2.3 模型修正的 Matlab 实现

模型修正的过程主要使用了 3 个笔者所在团队开发的 Matlab 程序。第一个是 ApiTest.m 程序，该程序主要用于 Strand7 模型的打开、运行求解和结果提取。第二个是 ObjectiveFunction.m 程序，该程序定义修正过程的目标函数，能够调用 ApiTest 文件，将有限元模型的计算结果与实测结果代入到目标函数中。第三个是 UpdateModel.m 程序，该程序是模型修正过程中的主程序，该程序主要利用优化工具，对有限元模型的参数进行更新，并读取预测结果，判断目标函数是否满足迭代收敛的精度。

Matlab 的优化工具箱提供了许多优化函数用于优化计算，能够实现使目标函数最小化的函数有 fminbnd、fmincon、fminsearch、fminMax、fgoalattain 和 lsqnonlin 等优化函数。本文采用非线性最小二乘优化算法(lsqnonlin)进行参数修正。非线性最小二乘法是以误差的平方和最小为准则来估计非线性静态模型参数的一种参数估计方法。Matlab 里面提供 3 种可用于非线性最小二乘优化问题的算法：信赖域反射算法、Levenberg-Marquardt 算法(L-M 算法)和高斯-牛顿算法。本文选择的是信赖域反射算法，该算法的基本思想是在每次迭代中给出一个信赖域，这个信赖域一般是当前迭代点的一个小邻域。然后在这个邻域内求解一个子问题，得到试探步长 (trial step)，接着用某一评价函数来决定是否接受该试探步长以及决定下一次迭代的信赖域。通常，评价函数即目标函数。优化算法里面的参数控制可以通过 optimset 函数设定，常用的设置有函数值(计算结果)的精度、自变量的精度、允许进行函数计算的最大次数、允许运行迭代的最大次数等。将所有参数设置好

之后，运行 UpdateModel.m 程序，有限元模型参数更新、运行分析和结果提取将自动进行，经过有限次迭代，当目标函数精度满足设定值要求，程序发生收敛，最终得到目标函数的最小值。

5.3 钢-混凝土组合结构的 Strand7 有限元模型

5.3.1 Strand7 有限元模型的建立

模型修正的一个重要前提是建立一个能够正确反映结构静动力性能的有限元模型。钢-混凝土结构由于有混凝土和钢材这两种材料共同受力，其界面粘结、连接件剪切刚度、边界条件等存在诸多不确定因素。为了获得一个精确可靠的有限元模型，在 Strand7 里面建立了 3 种不同模型如图 5.2 所示。以钢梁和混凝土板建模时所用的单元类型，3 种模型分别为梁-壳模型、梁-实体模型和壳-实体模型。

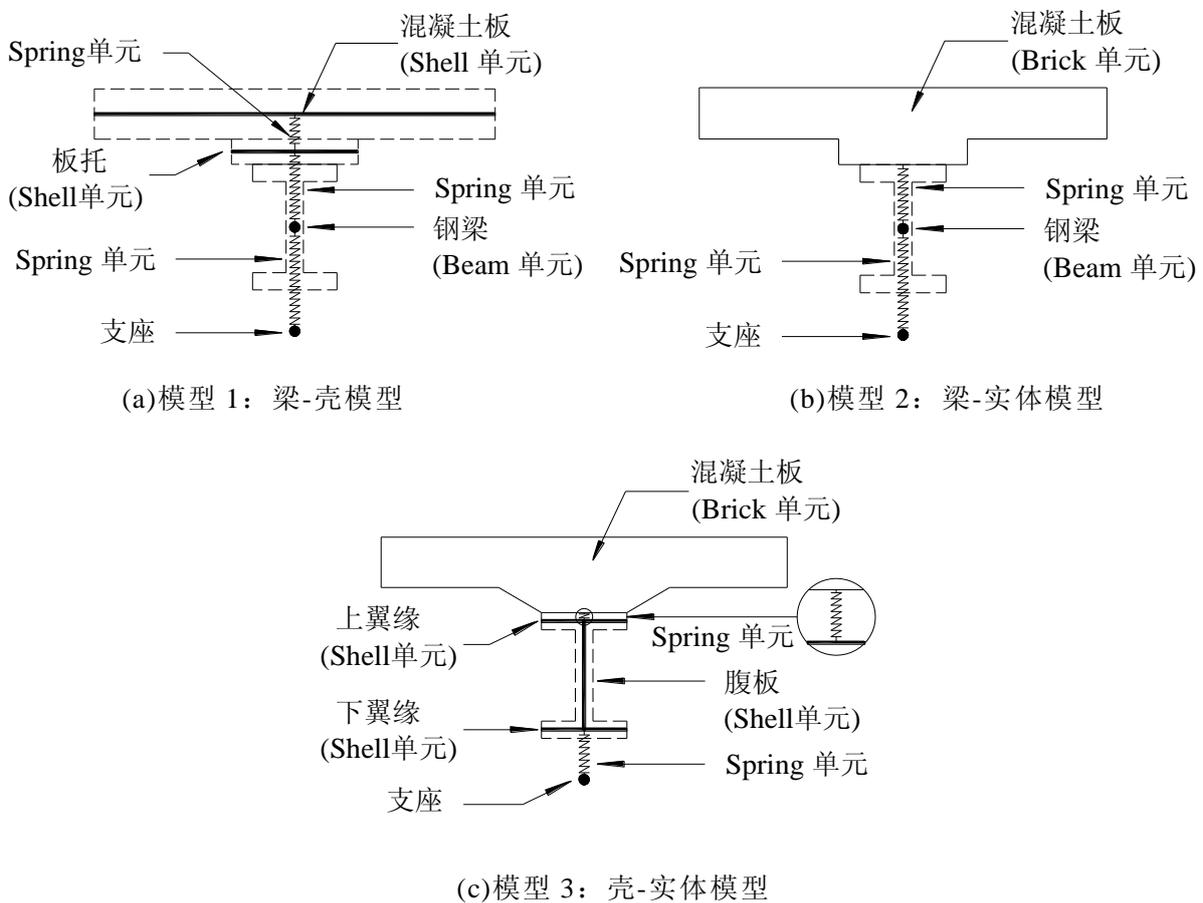


图 5.2 钢-混凝土组合结构的 3 种有限元模型

梁-壳体模型的优点在于所采用的单元比较简单，模型的运行速度快，对于大型结构，这样的简化计算将能够明显地提高模型结果分析的运行速度。但这种模型过度地简化可能会导致结构偏柔，难以反映出结构的实际静动力性能。并且壳单元对于带板托的组合结构梁，无法建立整体的混凝土面板，只能将上部混凝土和板托分开建模，板托与上部混凝土之间的弹簧连接将增加建模过程的不确定性。

梁-实体模型能够克服板托建模的困难，但钢梁采用 Beam 单元，使得钢梁与混凝土板的界面连接情况不能很好地反映在模型中。壳-实体模型能够最大程度地反映结构真实的界面、几何等条件，但模型运行的时间相对来说是最长的。3 种模型的横向支撑均采用 Beam 单元。

为了简化模型，混凝土板和板内的纵横向分布钢筋采用整体式建模，将钢筋看成一种均匀分布在混凝土内部的材料，并基于等效原理定义混凝土的弹性模量和密度。混凝土板的等效弹性模量 E_c 取为 $3.51 \times 10^4 \text{MPa}$ ，泊松比 λ_c 为 0.2，混凝土密度 ρ_c 为 2450kg/m^3 。钢梁中钢材的弹性模量 E_s 取为 $2.0 \times 10^6 \text{MPa}$ ，泊松比 λ_s 为 0.25，混凝土密度 ρ_s 为 7850kg/m^3 。

有限元建模过程中，不同构件之间连接单元的定义是建模过程中的难点。本文所采用的 3 种模型的连接单元是一样的。本文定义的连接单元均为弹簧-阻尼单元，根据连接单元连接的具体对象，分为梁-支座连接单元、梁-板连接单元、板-板连接单元和连接件连接单元这 4 种类型。梁-支座连接单元、梁-板连接单元和板-板连接单元采用竖向弹簧-阻尼单元进行模拟，通过定义弹簧轴向刚度和侧向刚度来考虑不同的连接情况。连接件连接单元采用水平 X 方向和 Y 方向两个方向的弹簧-阻尼单元进行模拟如图 5.3 所示，图中螺旋线表示两个水平方向的弹簧-阻尼单元，粗直线表示刚性体。两个水平弹簧单元通过 4 个刚性体连接起来构成空间 8 面体结构，刚性体的交点分别位于钢梁和混凝土板的竖向相应节点位置处。连接件中的弹簧-阻尼单元只考虑弹簧的轴向刚度，不再考虑其侧向刚度。

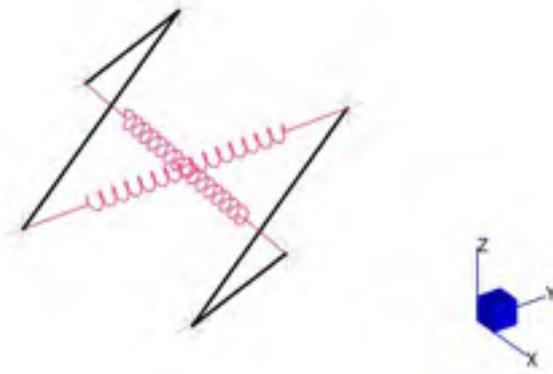
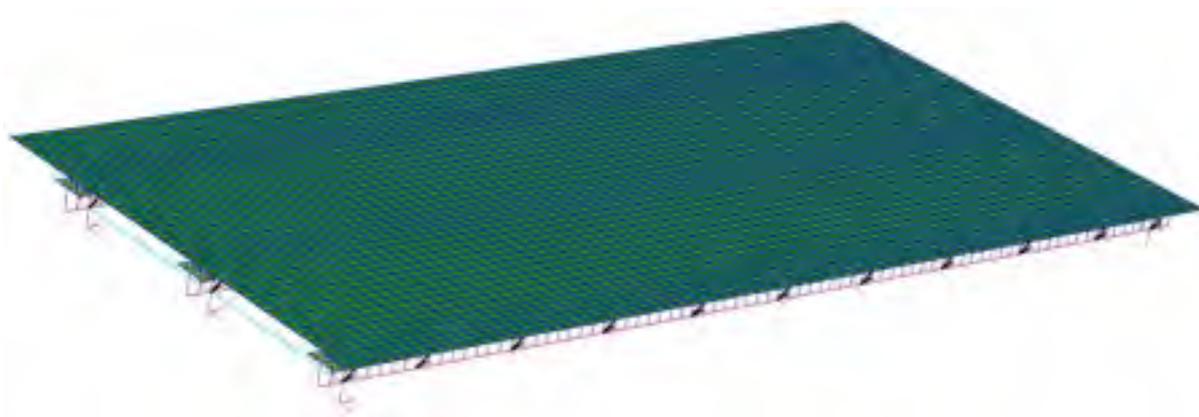


图 5.3 连接件弹簧-阻尼单元

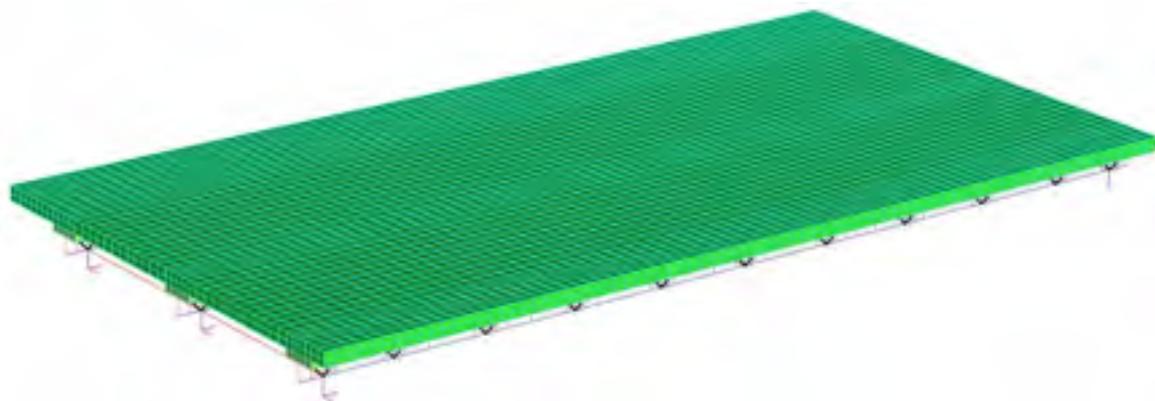
表 5.1 钢-混凝土组合板 3 种模型弹簧单元刚度定义

模型	梁-壳体模型				梁-实体模型			壳-实体模型		
	梁-支座	梁-板	板-板	连接件	梁-支座	梁-板	连接件	梁-支座	梁-板	连接件
轴向刚度 ($10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)	2.0	1.02	0.038	1.0	2.0	1.02	1.0	2.0	1.02	1.0
侧向刚度 ($10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)	10^9	0.5	0.1	0	10^9	0.5	0	10^9	0.1	0

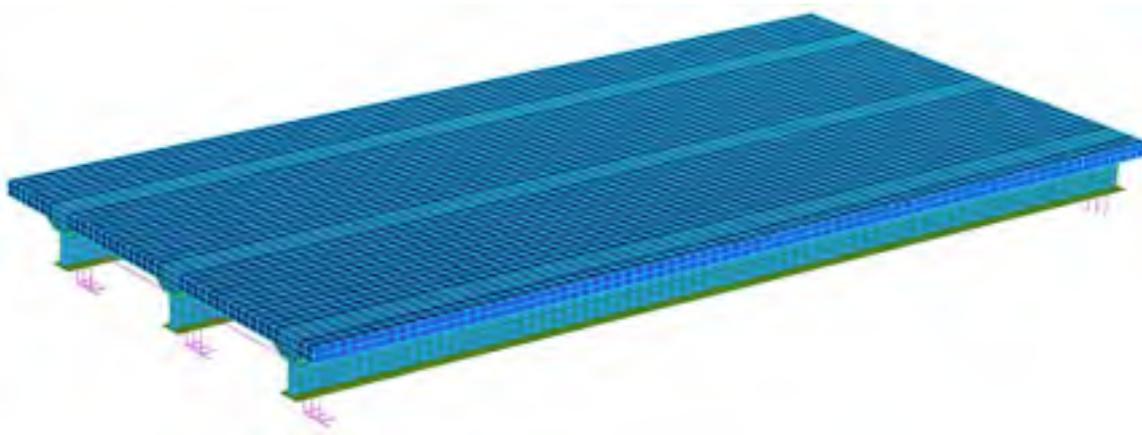
3 种模型的连接单元的弹簧刚度定义如表 5.1 所示。由于梁-壳体模型和梁-实体模型中梁-板连接单元每个截面只有 1 个竖向弹簧，而在壳-实体模型单元中每个截面可以定义 5 个竖向弹簧，为了平衡竖向弹簧数目少的影响，将梁-壳体模型和梁-实体模型中的竖向弹簧侧向刚度设置为初值的 5 倍。各个模型的梁-板弹簧轴向刚度则取混凝土弹性模量和钢材弹性模量的平均值。3 种模型的梁-支座连接单元均认为其弹簧侧向刚度为无穷大，故建模时取了一个非常大的弹簧侧向刚度。3 种建模方法得到的 Strand7 有限元模型图如图 5.4 所示。3 种模型混凝土板 X 方向和 Y 方向的基本单元尺寸为 50mm，并在钢梁位置对应位置加密为 25mm，混凝土板 Z 方向的基本单元尺寸为 30mm。钢梁 Beam 单元的单元尺寸为 50mm，Shell 单元的单元尺寸为 25mm。在 Strand7 有限元软件中，弹簧-阻尼单元属于 Beam 单元里的一种，刚性体单元属于 Link 单元里的一种。梁-壳体模型总共有 1860 个 Beam 单元，4480 个 Shell 单元和 132 个 Link 单元；梁-实体模型总共有 627 个 Beam 单元，8320 个 Brick 单元和 132 个 Link 单元；壳-实体模型总共有 1437 个 Beam 单元，2400 个 Shell 单元，9280 个 Brick 单元和 264 个 Link 单元。由单元数目可以看出，模型越精确，有限元模型的总自由度越多，模型运行求解所需要的时间也就越长。



(a)梁-壳体模型



(b)梁-实体模型



(c)壳-实体模型

图 5.4 钢-混凝土组合结构的 3 种有限元模型

5.3.2 有限元模型的静动力分析结果

对 3 种不同建模方式得到的有限元模型进行模态工况分析,得到相关的频率、振型信息如表 5.2 所示,表中所示频率差值和 MAC 值均是有限元模型与实测结果的对比值。由表可见,壳-实体模型的模态分析结果与实测结果最为接近,而梁-壳体模型的结果最差,这说明壳-实体模型最能准确地反映出结构的实际情况。为进一步验证有限元模型与实测静力结果是否吻合。将 3 种有限元模型相对于实际试验中的测点位置处进行均布集中力加载,静力分析求解后得到的位移与静力试验测试位移对比如图 5.5 所示。

表 5.2 3 种模型的模态参数计算结果

模态	实测	梁-壳体模型			梁-实体模型			壳-实体模型		
	频率 (Hz)	频率 (Hz)	频率差值 (%)	MAC 值	频率 (Hz)	频率差值 (%)	MAC 值	频率 (Hz)	频率差值 (%)	MAC 值
1	24.78	14.65	-40.88	0.943	18.52	-25.26	0.953	23.67	-4.48	0.966
2	31.26	23.02	-26.36	0.929	26.58	-14.97	0.946	31.30	0.13	0.959
3	56.77	/	/	/	56.92	0.26	0.396	62.16	9.49	0.503
4	61.80	48.65	-21.28	0.155	/	/	/	73.72	19.29	0.161
5	82.68	58.36	-29.41	0.474	78.07	-5.58	0.914	76.20	-7.84	0.870
6	109.36	86.25	-21.13	0.001	83.57	-23.58	0.001	88.99	-18.63	0.001
7	120.01	106.44	-11.31	0.372	117.56	-2.04	0.772	114.42	-4.66	0.755
8	127.61	120.08	-5.90	0.018	/	/	/	125.24	-1.86	0.073

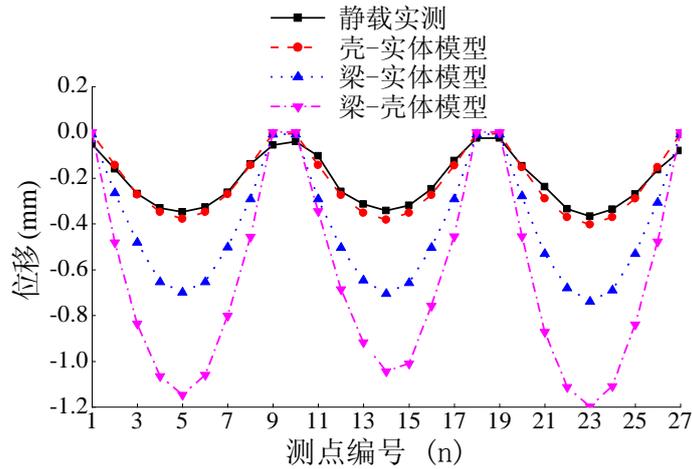
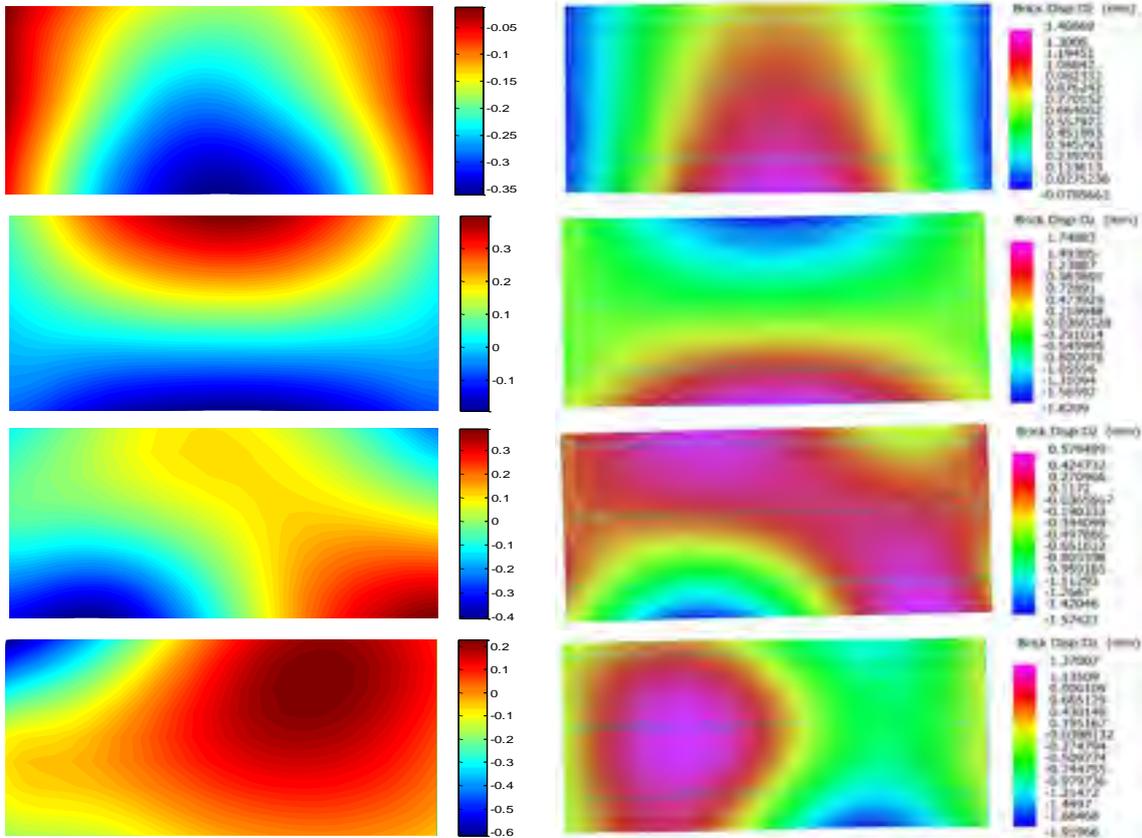


图 5.5 有限元模型静力分析位移与实测位移

由图 5.5 可见，壳-实体模型与实测位移结果十分接近，而其余两种模型的静力结果误差较大。初步分析主要原因是将工字形钢梁简化为 Beam 单元或将混凝土板简化为 Shell 单元，结构的整体刚度降低了，导致有限元模型相对于实际结构变柔了。综合静动力结果可见，壳-实体模型与实际结构的测试结果最吻合，说明该模型能够很好地模拟实际结构。壳-实体模型分析的前 8 阶振型与实际结构的测试结果比较如图 5.6 所示，图中右边的模态为实验室 MRIT 测试得到的振型结果，左边的模态为 Strand7 壳-实体有限元模型的振型结果。



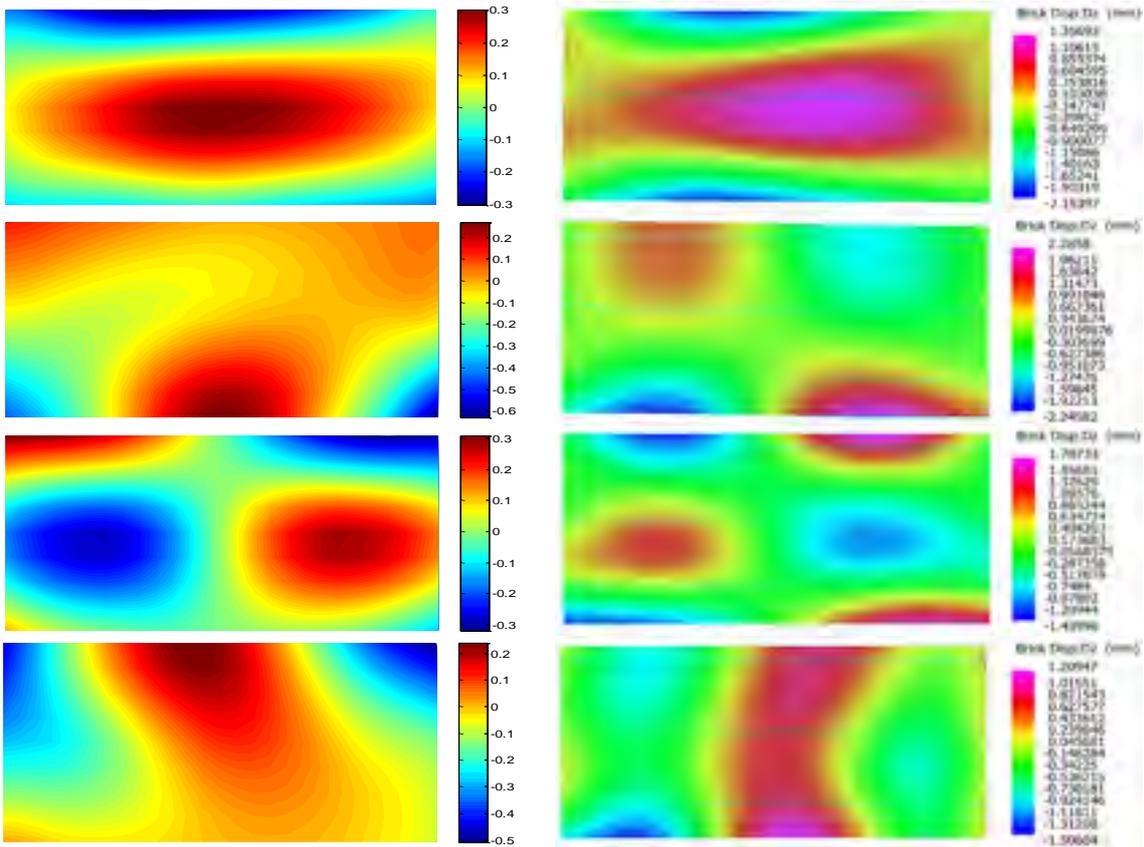


图 5.6 动力试验与壳-实体有限元模型分析的前 8 阶模态振型

5.4 钢-混凝土组合结构的有限元模型修正

5.4.1 修正参数的灵敏度分析

灵敏度分析是为了确定模型中物理参数对目标函数的影响程度，以确定结构模型中合适的物理参数，用于简化有限元模型修正过程中需要修正的参数。本文选取了钢-混凝土组合板的 5 个物理参数进行参数灵敏度分析，待修正参数的取值上下限和采样个数见表 5.3，表中参考状态下，混凝土的弹性模量 $E_0=3.51 \times 10^5 \text{MPa}$ ，其密度 $\rho_0=2450 \text{kg/m}^3$ ，支座弹簧轴向刚度 $K_1=200 \text{kN/mm}$ ，梁-板弹簧轴向刚度取 $K_2=100 \text{kN/mm}$ ，连接件弹簧轴向刚度 $K_3=100 \text{kN/mm}$ 。

表 5.3 灵敏度分析的修正参数取值

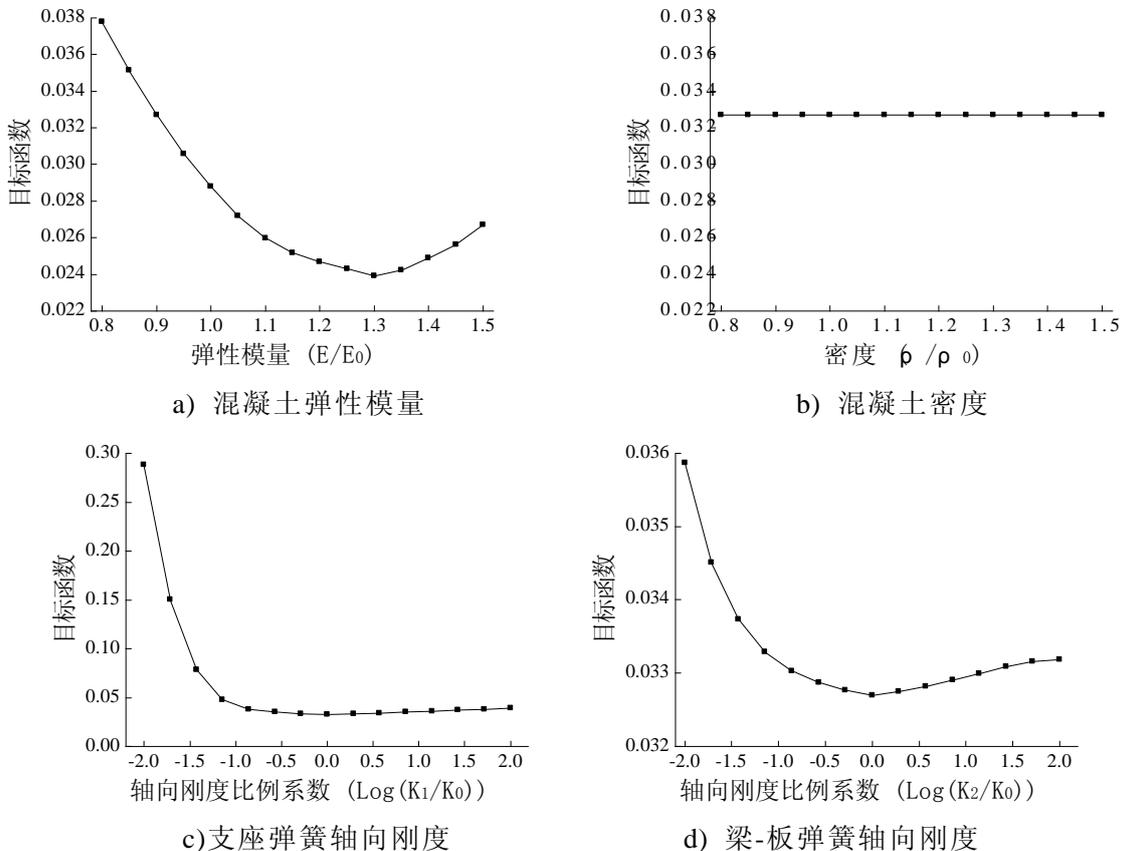
修正参数	参数下限	参数上限	采样个数	比例间距
弹性模量 E	$0.8E_0$	$1.5E_0$	15	线性平均
密度 ρ	$0.8\rho_0$	$1.5\rho_0$	15	线性平均
支座弹簧轴向刚度 K_1	$0.01K_1$	$100K_1$	15	对数平均
梁-板弹簧轴向刚度 K_2	$0.01K_2$	$100K_2$	15	对数平均
连接件弹簧轴向刚度 K_3	$0.01K_3$	$100K_3$	15	对数平均

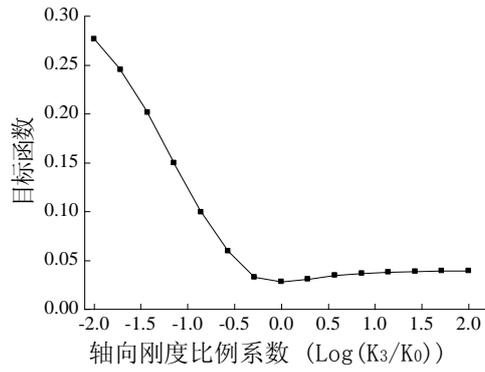
分别利用静动力试验数据对上述 5 个物理参数进行灵敏度分析。采用静力数

据进行灵敏度分析时，目标函数如式(5.1)所示，组合板中梁 1、梁 2、梁 3 分别取 5 个均布实测点位移，总共 15 个点的位移数据参与构建静力目标函数。动力数据灵敏度分析的目标函数如式(5.2)所示，将有限元模型中几阶 MAC 值较小的模态剔除，选择 1、2、3、5、7 这 5 阶模态构建灵敏度分析过程中的目标函数。

图 5.7 为基于静力数据的灵敏度分析结果。由图可见，静力数据构成的目标函数对混凝土弹性模量的变化十分敏感，但对于其他参数的变化则不太敏感，尤其是混凝土密度的变化，几乎对目标函数没有影响。

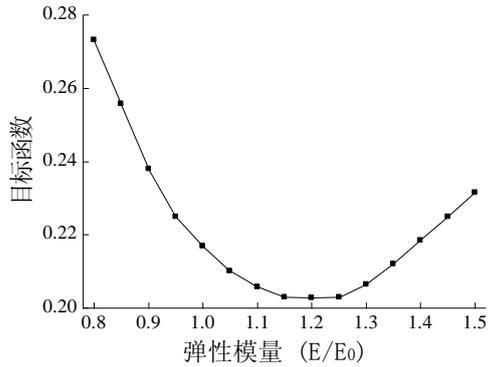
图 5.8 为基于动力数据的灵敏度分析结果。由图可见，梁-板弹簧轴向刚度对动力数据不太敏感，而其他 4 个参数则都比较敏感。基于动力数据目标函数的参数灵敏度分析会遇到一个难点问题——模态匹配，即如何从有限元分析的众多模态中挑选出与试验模态一一匹配的对应模态。一般而言，传统的模型修正方法是根据模态振型凭个人经验来判断模态，但如果模型修正过程中待修正的参数较多，有限元模型修正过程迭代的次数较多，不可能确保每次有限元分析得到的模态与实测试验值一一对应。本文基于振型 MAC 值来匹配模态，但是某些扭转模态的存在常常误导正确的模态匹配，因此正确编写模态匹配的 Matlab 程序是解决此问题的关键。图 5.8e)中目标函数出现一些微小不连续，表明这个模型的某些模态没有正确匹配，从而导致目标函数出现尖角。



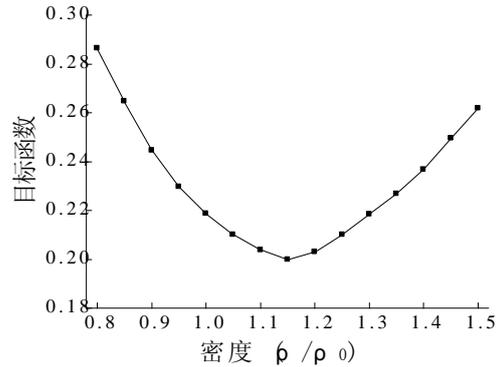


e) 连接件弹簧轴向刚度

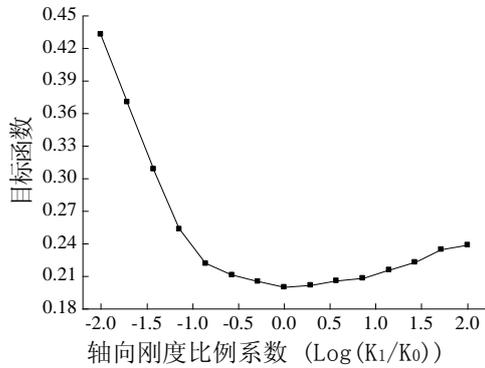
图 5.7 基于静力数据的参数灵敏度分析



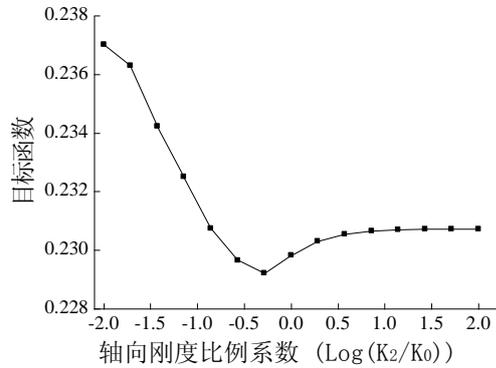
a) 混凝土弹性模量



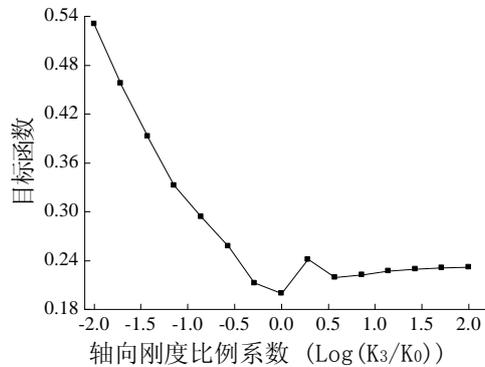
b) 混凝土密度



c) 支座弹簧轴向刚度



d) 梁-板弹簧轴向刚度



e) 连接件弹簧轴向刚度

图 5.8 基于动力数据的参数灵敏度分析

5.4.2 参考状态下的模型修正

基于上一节的物理参数灵敏度分析结果，选择混凝土弹性模量、混凝土密度、支座弹簧轴向刚度和连接件弹簧轴向刚度这 4 个参数进行模型修正。修正参数的初始赋值和灵敏度分析的初始值相同。模型修正过程采用笔者团队开发的 Strand7-Matlab API 交互访问的模型修正方法。图 5.9 是基于静力测试数据的多参数模型迭代结果，经过 52 次迭代后，目标函数发生收敛。由图 5.9a)可见，混凝土弹性模量的收敛性很好，而其他 3 个参数的收敛性较差，这主要是因为静力数据对这 3 个参数在初值附近的变化不敏感。图 5.10 是基于动力测试数据的多参数模型迭代结果，经过 67 次迭代后，目标函数发生收敛。修正过程中模型参数的初值和迭代后的收敛值如表 5.3 所示。

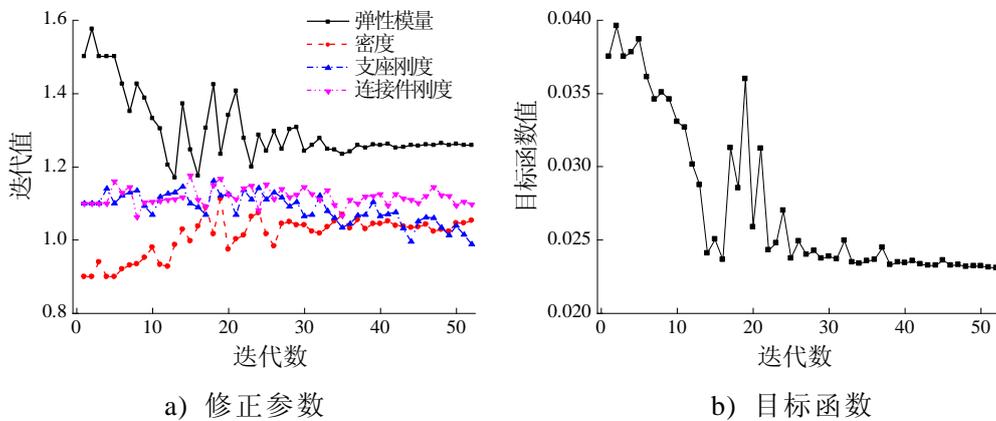


图 5.9 基于静力数据的多参数模型修正

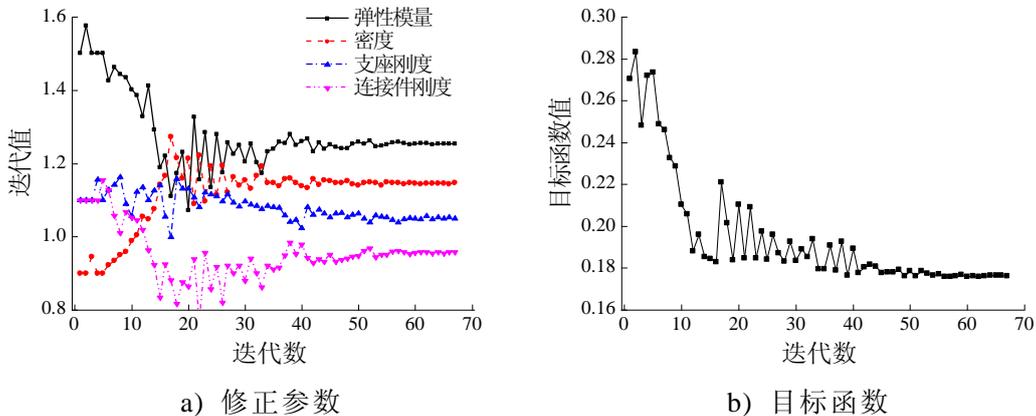


图 5.10 基于动力数据的多参数模型修正

表 5.3 参数的初值和修正后收敛值

修正参考数据	弹性模量		混凝土密度		支座刚度		连接件刚度	
	初值	收敛值	初值	收敛值	初值	收敛值	初值	收敛值
静力数据	1.5	1.24	0.9	1.05	1.1	0.99	1.1	1.10
动力数据	1.5	1.23	0.9	1.15	1.1	1.05	1.1	0.96

由静动力修正结果来看，两种方法修正得到的混凝土弹性模量比例系数十分

接近，而其它几个参数的修正值存在一定差别。基于静力数据对其他 3 个参数的变化并不敏感，因此采用动力修正的参数比例系数结果，作为最终修正模型的参数值。对修正后的模型进行均布集中力荷载下的静力求解，将模型修正前后的位移结果与砝码加载实测位移进行对比如图 5.11 所示。同时，对修正后的模型进行模态工况分析，得到修正模型的频率和振型。整理模型修正前后的模态分析结果以及动力测试试验值如表 5.4 所示。结果显示修正模型的静动力分析结果相对于初始模型得到了较大地改善，这说明基于应用程序交互式访问的模型修正方法能够成功地对模型参数进行修正。

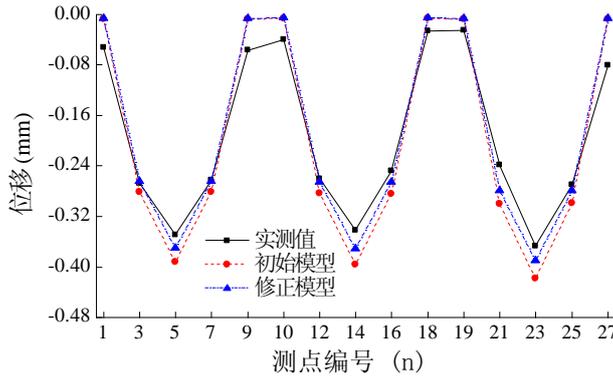


图 5.11 模型修正前后的均布荷载位移

表 5.4 模型校验前后的模态数据

阶数	实测		初始模型		修正模型		
	频率(Hz)	频率(Hz)	频率差值(%)	MAC 值	频率(Hz)	频率差值(%)	MAC 值
1	24.78	23.67	-4.48	0.966	24.68	-0.40	0.977
2	31.26	31.30	0.13	0.959	30.79	-1.51	0.964
3	56.77	62.16	9.49	0.503	59.37	4.91	0.612
5	82.68	76.20	-7.84	0.870	78.55	-4.99	0.919
7	120.01	114.42	-4.66	0.755	122.52	2.09	0.788

5.4.3 损伤状态下的模型修正

损伤函数采用 Teughels [77]提出的表达式。它被用来产生一系列光滑分布的模型物理特性，修正参数为因子通过损伤函数与之相乘，可用一维形函数来计算。

$$N_1^e(x_1) = \frac{1-x_1}{2}; \quad N_2^e(x_1) = \frac{1+x_1}{2} \quad (5.5)$$

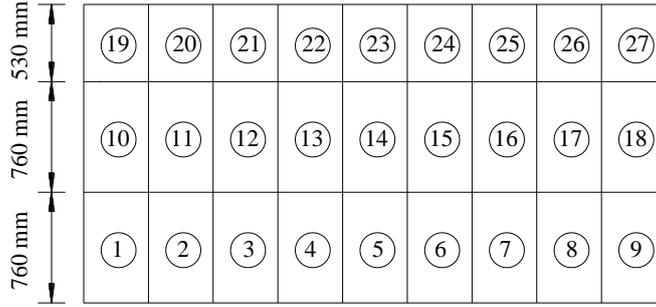
其中， $-1 \leq x_1 \leq 1$, $\max|N_1^e(x_1)| = 1$ 。

在损伤诊断中，它被后处理地映射到“损伤单元”上，被定义为一系列有限元模型的相邻单元，通过相邻节点连接。连接参数 a^e 对于每个有限单元被确定为整体损伤函数 N_i 的线性组合，其计算公式如式(5.6)所示。

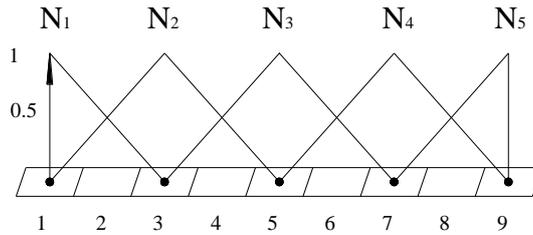
$$a^e = \sum_{i=1}^{n_i} p_i N_i(x^e) \quad (5.6)$$

n_i 为损伤函数 N_i 的数量， p_i 为它们之间的相乘因子， x_e 为单元 e 的中心点坐标。未损伤状态的初始参数为杨氏模量 $E_0=4.31 \times 10^4 \text{MPa}$ 表示，结构的惯性矩被选为原始截面特性，弹性模量为待修正参数，如式(5.6)所示，连接参数 a^e 位于 0 到 1 之间：

$$E^e = (1 - a^e) E_0 \quad (5.7)$$



(a)模型修正的模型单元划分



(b) 梁的损伤函数

图 5.12 单元划分和损伤函数

钢-混凝土组合板的每根梁被划分为 Strand7 中 9 个区域，其单元划分情况如图 5.12(a)所示。每根梁划分为 5 个损伤单元域如图 5.12(b)所示，每个损伤单元域的形函数为一个三角形函数，采用这种形式的形函数能够在识别过程中避免相邻的物理参数产生较大的离散和偏差，每根梁共有 5 个参数值需要被识别。

每根梁 n 个区域的连接参数，可以利用其形函数矩阵和损伤因子向量两者相乘得到，计算公式如式(5.8)所示。针对本文中每根梁划分为 9 个区域的情况，式(5.8)可以写成式(5.9)的形式。

$$\{a\}_{n \times 1} = [N]_{n \times n_i} \{P\}_{n_i \times 1} \quad (5.8)$$

$$\begin{Bmatrix} a^1 \\ a^2 \\ \vdots \\ a^9 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1(x^1) & N_2(x^1) & N_3(x^1) & N_4(x^1) & N_5(x^1) \\ N_1(x^2) & N_2(x^2) & N_3(x^2) & N_4(x^2) & N_5(x^2) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ N_1(x^9) & N_2(x^9) & N_3(x^9) & N_4(x^9) & N_5(x^9) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \end{Bmatrix} \quad (5.9)$$

表 5.5 模态识别结果与试验结果比较

模态参数	损伤工况 1		损伤工况 2		损伤工况 3		
	试验	修正	试验	修正	试验	修正	
1 阶	频率/Hz	24.57	24.34	22.17	21.85	19.15	18.79
	误差/%	/	0.90	/	1.44	/	1.87
	MAC	/	0.96	/	0.97	/	0.93
2 阶	频率/Hz	31.09	31.65	30.90	31.42	28.46	29.28
	误差/%	/	1.81	/	1.68	/	2.88
	MAC	/	0.96	/	0.94	/	0.91
3 阶	频率/Hz	57.56	60.36	55.24	59.78	53.70	58.93
	误差/%	/	4.86	/	8.21	/	9.74
	MAC	/	0.63	/	0.59	/	0.61
5 阶	频率/Hz	83.09	78.11	80.02	76.43	79.74	75.86
	误差/%	/	5.99	/	4.49	/	4.87
	MAC	/	0.91	/	0.89	/	0.83
7 阶	频率/Hz	121.13	122.09	119.56	121.43	117.25	120.85
	误差/%	/	0.79	/	1.56	/	3.07
	MAC	/	0.79	/	0.78	/	0.75

每个单元区域的损伤函数值可以由形函数确定，只要求解出 π_i ，则能够确定出每个单元区域的连接参数，即得到每个单元区域的刚度退化系数。由于损伤状态下，结构已经进入塑性受力状态，基于静力数据的模型修正，将导致刚度退化系数估计过大。因此，本文仅利用动力数据进行钢-混凝土组合板的损伤状态模型修正。图 5.13 为钢-混凝土组合板结构经过模型修正得到的刚度退化曲线，表 5.5 为钢-混凝土组合板模型修正后各阶模态参数与试验实测结果的比较。

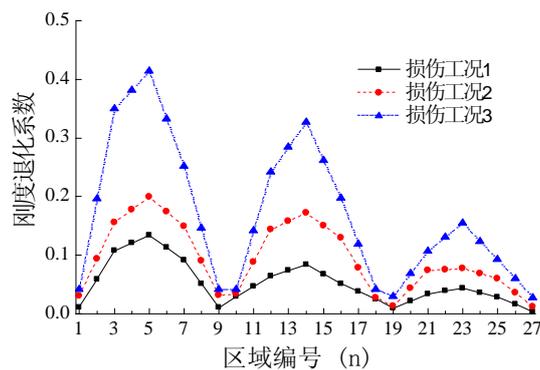


图 5.13 钢-混凝土组合板的刚度退化曲线

从表 5.5 可见，钢-混凝土组合板在 3 种损伤工况下的修正模型能够很好地匹配结构的试验模型。从图 5.13 可见，结构随着损伤的增大，刚度退化越来越大。在同一损伤状态下，梁 1 的刚度退化最大，梁 3 的刚度退化最小，这与静载试验过程中裂缝发展的趋势是一致的。在线弹性损伤工况下，刚度退化系数最大出现

在梁 1 的 5 号区域，其值为 13.4%。破坏状态下，混凝土的最大刚度退化系数为 41.4%。

5.5 本章小结

本章基于 Strand7 有限元软件和 Matlab 应用程序的 API 交互访问技术对钢-混凝土组合板结构进行有限元模型修正。首先，对利用 API 交互访问技术进行模型修正的理论和方法进行了介绍。其次，比较了三种不同建模方式的钢-混凝土有限元模型。研究表明，壳-实体模型能够很好地反映出组合结构的真实静动力性能，因此将该模型选取为有限元模型修正过程中的基准模型。然后基于静动力数据对基准模型的物理参数进行灵敏度分析，选取灵敏度高的 4 个参数进行多参数模型校验。结果表明，经过模型修正后，校验后的模型相对于初始模型有了明显地改善。最后，基于 Teughels 提出的损伤函数，对钢-混凝土组合板进行损伤状态下的混凝土刚度退化识别研究。其结果表明钢-混凝土组合结构开裂时混凝土刚度下降 13.4%，破坏状态下的刚度下降为 41.4%。

结论与展望

本文从理论分析、试验研究和实际桥梁结构测试等多方面进行了钢-混凝土组合结构的损伤识别和模态柔度子结构综合技术研究。理论上拓展模态柔度概念和基于频响函数截距的模态柔度算法，指出了两种计算方法之间的一致性，提出了利用子结构质量归一振型获取结构整体模态柔度的方法，并研究了随机振动测试的振型质量归一方法。通过对实验室一座钢-混凝土组合结构和一座钢-混凝土实际桥梁进行脉冲锤击模态测试和随机激励振动测试，验证了分片子结构综合方法在实际运用中的可行性。同时，对实验室组合板进行支承条件变化、横向支撑变化、连接件损伤等工况下的动力测试。并利用静力加载该试验板，制造出不同静力损伤程度的试验板，对其进行静动力试验。文章通过基于模态柔度的结构识别方法进行理论分析和实验验证，得到的结论归纳如下：

(1)介绍了两种模态柔度的计算方法，本质上讲两种方法对模态柔度的求解是一致的，能够相互转化。利用其相互转化的特点，可以在频响函数上取留数，再对留数进行转化从而获得不同子结构的质量归一振型，进一步对子结构的振型进行拼接得到扩充的振型，但需要人为判别拼接振型的方向。

(2)通过一个简支板有限元仿真试验，一个实验室钢-混凝土组合板振动试验和一座实际桥梁的振动测试试验，从动力测试实践方面验证了分片子结构测试获取结构整体模态柔度的可行性。利用子结构模态柔度综合技术，能够获取与结构实际柔度相差很小的柔度矩阵。同时，研究了随机振动测试下模态振型质量归一的方法，其结果表明，利用集中质量矩阵对振型进行归一获得到的柔度矩阵较实际结构的柔度要柔。

(3)钢-混凝土组合结构参考状态和各种模拟损伤工况的模态分析结果表明，自振频率只能判断结构损伤的出现，模态柔度能够综合全面地反映钢筋混凝土简支梁结构的损伤位置和损伤程度。通过对横向刚度、支承条件和连接性能的变化模拟结构的损伤，结果表明支承条件对结构的动力性能影响最大，且支座附件的位移变化对结构的损伤最为敏感。另外，对该组合板进行了静动力试验，分析了参考状态和3种静力损伤工况下的动力测试数据。随着静力荷载的增加，结构的自振频率逐渐降低，阻尼比增加，模态柔度位移增加。模态柔度变化最大的测点，指示出结构最先出现裂缝的位置。对比模态柔度位移和静载位移，结果显示随静力损伤程度增加，两者之间的差值越大。这主要是由于组合结构具有较好的延性，卸载后有较大的残余变形。

(4)基于静动力数据对钢-混凝土组合结构进行了模型修正研究。研究结果表

明，静力数据对混凝土的弹性模量较为敏感，对其他物理参数的敏感性较差。而动力数据能够全面地检验结构的弹性模量、密度和支座刚度等物理参数，其修正结果较静力修正的结果更为可信。基于 Teughels 提出的损伤函数，对钢-混凝土组合板进行损伤状态下的混凝土刚度退化识别研究，结果表明，刚度退化最大的位置是结构最先发生破坏和破坏最严重的位置，说明模型修正方法能够很好地识别结构的损伤状态。

本文侧重钢-混凝土组合结构的结构识别试验研究，鉴于本人时间精力和学术能力有限，难免存在一些不足之处，研究方法和理论分析尚需进一步深入，未来的研究方向应从如下方面着手：

(1)钢-混凝土组合板由 6 个支座支承，底部垫有可调节高度的刚性垫块，限于实验室的条件和技术，对 6 个支座进行完全精确的调平存在一定的困难。由于该试验板为超静定结构，支座条件的变化对结构的影响较大，因此精确调平的困难给测试结果带来了一定的误差。另外，支座之间的相互作用，使得脉冲锤击激发各阶模态时有一定关联作用，尤其是高阶模态的 MAC 值较大，对于结构各阶正确模态的提取以及无关模态的剔除需要进一步的深入研究。

(2)分片子结构综合方法的应用需要利用先验知识和人为干预的手段来进行两个子结构振型的拼接，另外对于实际结构中模态的提取以及在模态振型节点位置易造成模态的缺失等问题还值得进一步研究。

(3)利用随机振动测试获取结构模态柔度的过程中，需要利用结构的质量矩阵。实际结构的整体质量可以计算出来，但基于测点位置的质量矩阵分布往往很难获取，需要理论上的假设和分析才能得到结构的质量矩阵。常用的质量归一方法都采用一定的假设，得到的质量矩阵仍存在一定的误差，对于精确的质量归一方法研究仍有待进一步深化。

参考文献

- [1] 吉伯海, 傅中秋. 近年国内桥梁倒塌事故原因分析. 土木工程学报(增刊), 2010, 43: 465-498
- [2] 叶梅新, 黄琼. 钢结构事故研究. 长沙铁道学院学报, 2002, 20(4): 6-10
- [3] 徐洪涛, 郭国忠, 蒲焕玲等. 我国近年来桥梁事故发生的原因与教训. 中国安全科学学报, 2007, 17(11): 90-95
- [4] 羊城晚报. 内地 9 天内发生 4 座桥梁垮塌 1 座桥梁倾斜. http://news.ifeng.com/mainland/detail_2011_07/21/7845922_0.shtml, 2011-07-21
- [5] 张宇峰, 徐宏, 倪一清. 大跨度桥梁结构健康监测及安全评价系统研究与应用进展. 公路, 2005(11): 22-26
- [6] FHWA. National Bridge Inventory. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 2011.
- [7] Liu S C, Yao J T P. Structural Identification Concept. ASCE Journal of the Structural Division, 1978, 104(12): 1845-1858.
- [8] Doebling S W, Farrar C R, Aktan A E, et al. The State of the Art in Structural Identification of Constructed Facilities. A draft report by the ASCE committee on structural identification of constructed facilities, 2000.
- [9] Aktan A E, Moon F L. ASCE-SEI Performance of Structures Track Technical Committee: Structural Identification of Constructed Systems. <http://www.di3.drexel.edu>, 2005.
- [10] Brownjohn J M W, Stefano A D, Xu Y L, et al. Vibration-based monitoring of civil infrastructures: challenges and successes. Submitted to Journal of Civil Structural Health Monitoring, 2011
- [11] ASCE. Structural identification of constructed systems: A state-of-the-art report. American society of civil engineers, ASCE-SEI Structural identification of constructed systems committee, Reston, Va, 2011
- [12] Doebling S W, Farrar C R, Prime M B, et al. Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review. Report LA-13070-MS, Los Alamos National Laboratory, New Mexico, 1996.
- [13] Doebling S W, Farrar C R, Prime M B. A summary review of vibration-based damage identification methods. The Shock and Vibration Digest, 30(2): 91-105.

- [14] Sohn H, Farrar C R, Hemez F M, et al. A review of structural health monitoring literature from 1996-2001. Report LA-13976-MS, Los Alamos National Laboratory Report, New Mexico, 2003
- [15] Hudson D E. Response testing of full-scale structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 1964, 90(3).
- [16] Brownjohn J M W, Moyo P, Omenzetter P, et al. Assessment of highway bridge upgrading by dynamics testing and finite element model updating. *Journal of Bridge Engineering*, 2003, 8(3):162-172.
- [17] Luscher D L, Brownjohn J M W, Sohn H, et al. Modal parameter extraction of Z24 bridge data. 19th international modal analysis conference, Kissimmee, FL. Bethel, CT: Society of Experimental Mechanics, 2001:836-841.
- [18] Avitabile P. Modal space-back to basics: Is there any difference between a roving hammer and roving accelerometer test. *Experimental Techniques*, 1998, 22(5): 9-10.
- [19] Green M F, Cebon D. Dynamic response of highway bridges to heavy vehicle loads: Theory and experimental validation. *Journal of Sound and Vibration*, 1994, 170(1): 51-78.
- [20] Reynders E, Degrauwe D, Roeck G D, et al. Combined experimental-operational modal testing of footbridges. *Journal of Engineering Mechanics*, 2010, 136 (6): 687-696.
- [21] Gentile C, Cabrera F. Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997, 26(1): 41-59.
- [22] Allemang R J. Vibrations: Experimental modal analysis. http://www.sdrl.uc.edu/academic-course-info/vibrations-iii-20-263-663/v3_5.pdf: 1 5-18, 1999.
- [23] Hogue T D, Aktan A E, Hoyos A. Localized Identification of Constructed Facilities. *Journal of Structural Engineering*, 1991, 117(1): 128-148.
- [24] Raghavendrachar M, Aktan A E. Flexibility by Multireference Impact Testing for Bridge Diagnostics. *Journal of Structural Engineering*, 1992, 118(8): 2186-2203.
- [25] Aktan A E, Catbas N, Turer A, et al. Structural identification: Analytical Aspects. *Journal of Structural Engineering*, 1998, 124(7):817-829.
- [26] Catbas F N, Aktan A E. Condition and Damage Assessment: Issues and Some Promising Indices. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(8): 1026-1036.
- [27] Catbas F N, Brown D L, Aktan A E. Parameter Estimation for Multiple-Input Multiple-Output Modal Analysis of Large Structures. *Journal of Engineering*

- Mechanics, 2004, 130(1): 921-930.
- [28] Catbas F N, Brown D L, Aktan A E. Use of Modal Flexibility for Damage Detection and Condition Assessment: Case Studies and Demonstrations on Large Structures. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 132(11): 1699-1712.
- [29] Raghavendrchar M, Aktan A E. Flexibility by Multireference Impact. Testing for Bridge Diagnostics. *Journal of Structural Engineering*, 1992, 118(8):2186-2203.
- [30] Pandey A K, Biswas M. Damage detection in structures using changes in flexibility. *Journal of Sound and Vibration*, 1994, 169(1):3-17
- [31] Allbright K, Parekh K, Miller R, et al. Modal verification of a destructive test of a damaged prestressed concrete beam. *Experimental Mechanics*, 1994, 34(4):389-396
- [32] Zhao J, Dewolf T J. Sensitivity study for vibration parameters used in damage detection. *Journal of Structural Engineering*, 1999, 125(4):410-416
- [33] 孙国, 顾元宪. 连续梁结构损伤识别的改进柔度矩阵方法. *工程力学*, 2003, 20(4):50-54
- [34] Catbas F N, Brown D L, Aktan A E. Use of modal flexibility for damage detection and condition assessment: Case studies and demonstrations on large structures. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 132(11):1699-1712
- [35] 李永梅, 周锡元, 高向宇. 基于柔度差曲率矩阵的结构损伤识别方法. *工程力学*, 2009, 26(2):188-195
- [36] Yang Q W. A new damage identification method based on structural flexibility disassembly. *Journal of Vibration and Control*, 2011, 17(7): 1000-1008.
- [37] Yang Q W, Sun B X. Structural damage localization and quantification using static test data. *Structural Health Monitoring*, 2011, 10: 381-389.
- [38] Brownjohn J M W, Xia P Q. Dynamic assessment of curved cable-stayed bridge by model updating. *Journal of Structural Engineering*, 2000, 126(2): 252-60.
- [39] Daniell W E, John H G. Macdonald. Improved finite element modeling of a cable-stayed bridge through systematic manual tuning. *Engineering Structures*, 2007, 29: 358-371.
- [40] Zhang Q W, Chang T Y P, Chang C C. Finite-element model updating for the Kap-Shui Mun Cable-stayed Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 2001, 6(4): 285-293.
- [41] Deng X Y, Brownjohn J M W. Development of a computer aided model updating system (CAMUS). *ASCE Computing in Civil Engineering*, 2005.
- [42] Scott M H, Haukaas T. Software framework for parameter updating and finite-element response sensitivity analysis. *Journal of Computing in Civil*

- Engineering, 2008, 22(5): 281-291.
- [43] Song W, Dyke S, Yun G, Harmon T. Improved damage localization and quantification using subset selection [J]. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2009, 135(6): 548-560.
- [44] Hua X G, Ni Y Q, Chen Z Q, et al. Structural damage detection of cable-stayed bridge using changes in cable forces and model updating. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(9): 1093-1106.
- [45] Jafarkhani R, Masri S F. Finite Element Model Updating Using Evolutionary Strategy for Damage Detection. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 2011, 26: 207-224.
- [46] Ribeiro D, Calçada R, Delgado R, et al. Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. Engineering Structures, 2012, 40:413-435.
- [47] Song W, Dyke S, Harmon T. Application of Nonlinear Model Updating for a Reinforced Concrete Shear Wall. Journal of engineering mechanics, 2013, 139:634-649.
- [48] Sanayei M, Rohela P. Automated finite element model updating of full-scale structures with PARAmeter Identification System (PARIS). Advances in Engineering Software, 2014, 67: 99-110.
- [49] Gianni B, Antonino M, Pia W. Vibrations of Steel Concrete Composite Beams. Journal of Vibration and Control, 2000, 6: 691-714.
- [50] Banerjee J R, Su H, Jayatunga C. A dynamic stiffness element for free vibration analysis of composite beams and its application to aircraft wings. Computers and Structures, 2008, 86: 573-579.
- [51] Faruk F C. Free and forced vibrations of non-uniform composite beams. Composite Structures, 2009, 88: 413-423.
- [52] Ulf A G, Dan H P, Anders G. Exact dynamic analysis of composite beams with partial interaction. Int.J.Mech.Sci, 2009, 51(8):565-582.
- [53] 郭向荣, 曾庆元. 高速铁路结合梁桥与列车系统振动分析模型. 华中理工大学学报, 2000, 28(3): 60-62.
- [54] Rong Q X, Wu Y F. Static, dynamic, and bucking analysis of partial interaction composite members using Timoshenko'S beam theory. Int.J.Mech.Sci, 2007, 49(10):1139-1155.
- [55] 戚菁菁, 蒋丽忠, 张传增等. 界面滑移、竖向掀起及剪切变形对钢-混凝土组合连续梁动力性能的影响. 中南大学学报: 自然科学版, 2010, 41(6): 2334-2343

- [56] Morassi A. Vibrations of steel-concrete composite beams with damaged connection. Proceedings of ISMA 2002: International Conference on Noise and Vibration Engineering, VoLS 1-5, 2002: 357-366.
- [57] Michele D. Experimental modal analysis of steel concrete composite beams with partially damaged connection. Journal of Vibration and Control, 2004(10):897-913.
- [58] 叶梅新, 黄琼. 高速铁路钢-混凝土组合梁的损伤识别. 中南大学学报: 自然科学版, 2005, 36(4):704-709.
- [59] Xia Y, Hao H, Andrew J D. Dynamic assessment of shear connectors in slab-girder bridges. Engineering Structures, 2007(29): 1475-1486.
- [60] Ren W X, Sun Z S, Xia Y, et al. Damage Identification of Shear Connectors with Wavelet Packet Energy: Laboratory Test Study. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(5): 832-841.
- [61] Liu K, Roeck G D. Damage Detection of Shear Connectors in Composite Bridges. Structural Health Monitoring, 2009(8): 345-356.
- [62] Zhu X Q, Hao H, Uy B, et al. Dynamic Assessment of Shear Connection Conditions in Slab-Girder Bridges by Kullback-Leibler Distance. Advances in Structural Engineering, 2012, 15(4):771-780.
- [63] Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures (1st Editon). McGraw-Hill Companies, 1975.
- [64] Allemang R J, Brown D L. A Unified Matrix Polynomial Approach to Modal Identification. Journal of Sound and Vibration, 1998, 211(3): 301-322.
- [65] Zhou Y, Prader J, Weidner J, et al. Structural Identification of a Deteriorated Reinforced Concrete Bridge. Journal of Bridge Engineering, 2012, 17(5):774-787
- [66] Hurty W C. Vibration of Structure Systems by Component Mode Synthesis. Journal of Engineering Mechanics Division, 1960(86): 51-58.
- [67] Gladwell G M L. Branch Mode Analysis of Vibrating Systems. Journal of Sound and Vibration, 1964(1):41-59.
- [68] Prader J. Rapid impact modal testing for bridge flexibility—towards objective condition evaluation of infrastructures. Drexel University, doctoral desertation, 2012.
- [69] Zhang J, Moon F L. A new impact testing method for efficient structural flexibility identification. Smart Materials and Structures, 2012(21):055016.
- [70] Allemang R J. Vibrations: Experimental Modal Analysis. UC-Structural Dynamics Research Lab Publication (UC-SDRL-CN-20-263-663/664), 1995.

- [71] Doebling S W, Farrar C R. Computation of Structural Flexibility for Bridge Health Monitoring using Ambient Modal Data. Proc. of 11th ASCE Engineering Mechanics Conference, Ft. Lauderdale, FL, 1996, 5:1114-1117
- [72] 李德葆,陆秋海.实验模态分析及其应用.北京:科学出版社, 2001: 1-238
- [73] Zhou Y, Prader J, Devitis J, et al. Rapid impact testing for quantitative assessment of large populations of bridges, Conference of Nondestructive Characterization for Composite Materials, Aerospace Engineering, Civil Infrastructure, and Homeland Security, San Diego, California, USA, 2011.
- [74] Brownjohn J M W, Moyo P, Omenzetter P, et al. Assessment of Highway Bridge upgrading by dynamic testing and finite-element model updating. Journal of Bridge Engineering, 2003, 8(3): 162-172
- [75] Reynders E, Degrauwe D, Roeck G D, et al. Combined Experimental-Operational Modal Testing of Footbridges. Journal of Engineering Mechanics, 2010, 136(6):687-696
- [76] Rytter A. Vibration based inspection of civil engineering structures [Dissertation]. Denmark: Aalborg University, 1993
- [77] Teughels A, Maeck J, Roeck G D. Damage assessment by FE model updating using damage functions. Journal of Computers & Structures, 2002, 80(25):1869-1879.

致 谢

在论文即将完稿之时，也即将告别三年的研究生生活。在湖南大学读研期间，优美的校园环境、浓郁的人文关怀和锐意进取的学习氛围，帮助我在这所千年学府里成长。潇湘江畔，岳麓山下，湖大学子与时俱进、敢为人先的风采，激励我不断奋进。十余年的学习生涯，也即将步入一个新的生活阶段。在此，由衷感谢湖大三年来对我的熏陶和锻炼，给予我前行的勇气和力量。

本论文的工作是在易伟建教授和周云副教授的亲切关怀和悉心指导下完成的。感谢易伟建教授对我学习上的殷切教导以及生活上的关心。易老师从全局上指导我的研究进展，每一次和易老师谈话，都加深了我对研究领域的理解，开拓了我的视野。易老师渊博的学识素养，敏锐的学术洞察力，孜孜不倦的科研态度，是我一生学习的榜样，将会一直指导我的科研和人生道路。同时，感谢周云副教授三年来对我的悉心指导。从论文选题、实验设计、数据分析、论文撰写直至定稿，无不凝聚着周老师大量心血和精力。周老师严谨的治学态度，精益求精的工作作风，深深地感染和鼓舞着我。三年来，周老师在科研、生活和工作各方面给我以无微不至的关怀和照顾，令我受益匪浅，终生难忘。

在实验室工作和论文撰写期间，课题组同门兄弟姐妹给予我许多帮助和支持，在此表示由衷的感谢。感谢课题组谢利民、张军凯、陈松柏、贾凡丁、周祎、吴峥、陈太平、胡翔对我实验和学习上的鼎力帮助，感谢同门张锐、邹品增、洪枫、朱泽华、米斯特、刘义仁、吴宇羽、梁彦涛、王涌全、孙雯、谭子希等读研期间的陪伴和帮助，感谢师兄龙小波、霍兵勇、邓清、蒋曲翀等对我实验的指导 and 关心。谢谢所有帮助过我的老师和同学。

最后要感谢一直在默默关心和包容着我的父母和亲人，感谢他们为我提供的一切，谢谢他们的理解，让我能够全身心地投入科学研究。

蒋运忠

2015年5月于湖南大学

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

- [1] Yun Zhou, Jian Zhang, Yunzhong Jiang, Weijian Yi. Rapid Impact Testing for Quantitative Assessment of Bridge via Substructure Integration. *Engineering Structures* (To be submitted)
- [2] 周云,蒋运忠,谢利民. 桥面板分片子结构模态柔度综合的理论与试验研究. *中国公路学报*,2014(已录用, 稿号: 20130866)
- [3] 周云,蒋运忠,易伟建,谢利民,贾凡丁. 基于模态柔度理论的结构损伤诊断试验研究. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014 (已录用, 稿号: tm20140801002)
- [4] 蒋运忠,周云,谢利民. 基于应用程序交互访问技术的桥梁有限元模型修正研究. *工程力学*,2014(已录用, 稿号: 20140177)
- [5] 周云,谢利民,蒋运忠,贾凡丁,易伟建. 多模型结构识别方法及在混凝土连续梁的应用. *地震工程与工程振动*, 2014 (已录用, 稿号: 201407003)
- [6] 周云,易伟建,蒋运忠,谢利民,米斯特. 多参考点脉冲锤击法识别桥梁柔度的理论与实践. *中国公路学报*,2014(已录用, 稿号: 20140152)
- [7] 谭德先,周云,米斯特,易伟建,谢利民,蒋运忠. 环境激励下高层建筑结构动力测试与有限元建模分析. *土木工程学报*,2014(已录用, 稿号: 4070580)
- [8] Zhou Yun, Xie Limin, Jiang Yunzhong, Yi Weijian. Multiple model identification of the structure for rational model selection method. In: *The 13th International Symposium on Structural Engineering*. Hefei, Volume I, Science Press, 2014: 970-977
- [9] Yun Zhou, Zheng Wu, Liming Xie, Yunzhong Jiang, Weijian Yi. Structural Identification on Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames on Soil Foundation. *Asia-Pacific Workshop on Structural Health Monitoring, 5th Asia-Pacific Workshop on Structural Health Monitoring*, Science Press, Shenzhen, 2014
- [10] Zhou Yun, Tan D.X., Xie L.M., Jiang Y.Z., Yi W.J. Ambient vibration analysis for structural identification of high-rise buildings. In: *Proceedings of the 5th International Symposium on Innovation & Sustainability of Structures in Civil Engineering*. Harbin, 2013
- [11] 周云,蒋运忠,谢利民.一种用于桥面板动力检测的自由落锤反弹控制装置.实用新型专利.ZL 2013 2 0264953.X,2013-11-27
- [12] 周云,蒋运忠,谢利民.一种用于桥面板动力检测的自由落锤装置.实用新型专

- 利.ZL 2013 2 0264413.1,2013-11-27
- [13] 周云,蒋运忠,谢利民.一种用于桥面板动力检测的声学传感器系统.实用新型专利.ZL 2013 2 0264569.X,2013-11-27
- [14] 周云,蒋运忠,谢利民.一种用于桥面板动力检测的轮载牵引式落锤集成装置.实用新型专利.ZL 2013 2 0264998.7,2013-11-27
- [15] 周云,蒋运忠,谢利民.一种实现组合结构抗剪连接件刚度变化的螺栓套筒装置.实用新型专利.ZL 2014 2 0404624.5,2014-10-14
- [16] 周云,蒋运忠,谢利民.一种利用激光位移信号测试桥面柔度装置.实用新型专利.ZL 2014 2 0404606.7,2014-10-14
- [17] 周云,李凌圳,刘俊逸,刘凯,阎瑞,蒋运忠.一种用于测量结构竖向位移的连通管式静力水准仪.实用新型专利.ZL 2014 2 0515175.1,2015-01-09