

节段拼装混凝土桥墩抗震性能研究

布占宇, 占陈文, 石鑫磊, 丁 勇

(宁波大学 建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211)

摘要: 利用纤维模型方法对无粘结预应力节段拼装桥墩进行了拟静力试验仿真分析, 通过与试验结果比较验证了计算方法的正确, 然后进行了恒载轴压比、预应力筋配筋率、普通钢筋配筋率参数分析. 在一定范围增大恒载轴压比时, 承载能力和屈服力均有显著提高, 但恒载轴压比太大时, 只提高了屈服力, 极限承载能力保持不变; 随着恒载轴压比增大, 累积能量耗散也逐渐增大. 预应力筋配筋率在小范围内增大时, 骨架曲线基本一致, 但当预应力筋配筋率增大到一定程度时, 承载力和屈服力有较大提高, 累积能量耗散也显著增大. 随着普通钢筋配筋率的提高, 承载力和屈服力提高; 能量耗散对普通钢筋配筋率比较敏感, 随着配筋率的增大, 能量耗散显著增大, 可以通过增加普通钢筋配筋率来提高桥墩耗能能力, 但同时残余位移增大.

关键词: 预制混凝土; 节段施工; 混凝土桥墩; 抗震

中图分类号: U443.22

文献标识码: A

文章编号: 1001-5132 (2011) 02-0083-06

随着桥梁施工技术水平的提高, 越来越多的桥梁施工中使用预制构件, 主要形式有预制箱梁、预制桥墩、预制沉井基础等. 与现浇构件相比, 预制构件的优点是工厂预制与现场施工可同时进行, 缩短工期; 生产在工厂进行, 便于标准化施工, 质量容易保证, 工人更加安全; 混凝土收缩率变小; 减少施工现场的噪声和建筑垃圾, 对环境的冲击小; 能适应跨海大桥海上施工平台空间有限和气候复杂等条件; 城市中施工时还可减少交通阻断和不必要的绕道行驶, 减少汽车尾气排放. 笔者在此主要研究桥梁预制构件中的节段拼装桥墩, 其适用于桥梁较长、桥墩数量较多、桥墩高度相对较高、施工现场无混凝土浇筑条件的桥梁墩台施工.

国外节段拼装桥墩的研究应用较早, 欧美等国家自 20 世纪 60 年代就开始了大量预制拼装下部结构的工程应用. 在高速公路和高架桥方面, 美国 1971 年开始引入第一座节段拼装桥梁——德克萨斯 Corpus Christi JFK 堤道桥, 以后陆续建成北卡莱罗纳 Linn Cove 高架桥及科罗拉多 Vail 通道桥等^[1]. 在跨海越江大桥方面, 1996 年 6 月建成通车的英国塞文二桥引桥下部结构大多数采用预制沉箱基础

和节段拼装桥墩节段组拼而成; 丹麦-瑞典厄勒海峡大桥是一座双层公铁两用桥, 其全桥都采用沉箱基础和节段拼装桥墩^[2]. 国内节段拼装桥墩的研究应用从东海大桥开始, 东海大桥 标段为非通航孔 70 m 连续箱梁段, 除近岛墩为全现浇外, 其余均为预制墩身或底节预制吊装^[3]. 上海长江大桥 70 m 与 105 m 跨区的桥墩采用分节预制拼装工艺^[4]. 另外, 杭州湾跨海大桥海上中引桥和南引桥除个别高墩外, 均采用整体节段拼装桥墩^[5]. 舟山大陆连岛工程的金塘大桥非通航孔桥采用了节段拼装桥墩, 以降低施工风险及难度^[6].

桥墩由于其结构功能为传递上部结构荷载, 在地震中最容易遭受破坏, 因此节段拼装桥墩的抗震研究也受到广泛关注. Mander 等人^[7]针对采用干接缝的无粘接预应力桥墩抗震性能及其损坏后的加固性能进行了研究. Billington 等^[8-9]提出了适合在非抗震设防区的中小跨径规则桥梁下部结构的节段拼装体系, 随后 Billington^[10]建议一种适合抗震区应用的采用延性纤维加劲的水泥复合材料预制拼装桥墩体系. Hewes 等人^[11]对 4 个大比例尺寸、采用胶接缝的节段拼装混凝土桥墩试件进行循

环加载研究. Chou 等人^[12]改进了 Hewes 的研究, 进行了 2 个采用干接缝连接的预制钢管约束素混凝土节段桥墩的拟静力试验. 葛继平^[13-14]采用实体有限元方法分析了台湾交通大学周中哲进行的 2 个预制钢管混凝土节段桥墩的拟静力试验. 文献[15]提出一种预制拼装桥墩的改进设计方法, 在桥墩中除了无粘结预应力筋, 另外设置粘结高强度耗能钢筋或普通耗能钢筋, 并在墩底截面下一定长度范围内与承台混凝土间为无粘结, 使钢筋局部应力沿长度均匀分布, 延缓耗能(ED)钢筋的断裂. 关于最大位移和残余位移哪个重要是有争议的, 从震后修复的难易来看, 残余位移的控制显得更重要^[16]. 日本抗震规范要求桥梁地震残余位移不大于 1%, 以便于震后修复^[17]. 文献[18]试验证明耗能钢筋对无粘结预应力节段拼装桥墩的抗剪能力贡献在 35%以内时, 地震残余位移不大于 1%.

笔者以文献[15]中的试件为研究对象, 分析了节段拼装桥墩在循环荷载作用下的受力机理, 然后进行试验仿真, 确定仿真分析的正确性后, 再进行恒载轴压比、预应力筋配筋率、普通耗能钢筋配筋率等参数分析, 为节段拼装桥墩的抗震设计提供理论依据.

1 节段拼装桥墩受力分析

节段拼装桥墩循环加载拟静力试验中, 外部荷载为上部恒载和顶部侧向力, 内部荷载为钢筋拉压力、混凝土压力、预应力筋拉力, 如果混凝土和钢筋应变已知, 侧向力可以由截面弯矩、预应力引起的弯矩、上部恒载等计算得到:

$$F = (M - P_g \Delta + M_p) / h, \quad (1)$$

其中, M 为截面混凝土和钢筋提供的抵抗弯矩; P_g 为上部恒载; Δ 为墩顶侧向力 F 作用处的侧向位移; M_p 为预应力筋提供的抵抗弯矩; h 为 F 作用处距墩底的高度.

墩顶侧向力 F 作用处的位移 Δ 由 3 部分组成: 钢筋粘结-滑移引起桥墩刚体转动产生的位移、剪力引起的剪切位移和弯矩引起的弯曲位移, 如图 1 所示, 可以由下式进行计算:

$$\Delta = \sum_i \theta_i (h - h_i) + \sum_j F / k_{vj} + F / k_\theta, \quad (2)$$

其中, θ_i 为 i 节点的转角; h_i 为 i 节点距墩底的距离; k_{vj} 为节段 j 的抗剪刚度, 表达式为(3)式; k_θ

为弯曲刚度, 表达式为(4)式,

$$k_{vj} = G_j A_j / \Delta h_j, \quad (3)$$

$$k_\theta = 3(EI_{\text{eff}}) / h^3, \quad (4)$$

其中, G_j 为节段 j 的抗剪弹性模量; A_j 为节段中间截面受压区面积; Δh_j 为节段 j 的高度; (EI_{eff}) 为墩底节点的有效抗弯刚度.

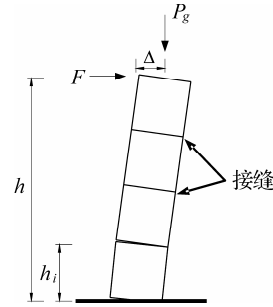


图 1 节段拼装桥墩受力变形示意图

2 节段拼装桥墩试验介绍

试件墩柱截面为中空, 预应力钢束上部锚固在盖梁顶部, 下部锚固在承台底部, 预应力束外套聚乙烯管, 穿过混凝土内部空腔, 预应力束与聚乙烯套管之间灌浆, 防止钢束腐蚀, 由于聚乙烯管在混凝土柱内壁内侧, 属于“无粘结”体外预应力. 截面设置 4 束钢束, 每束钢束由 2 根 7 丝 5 预应力钢绞线组成, 预应力张拉应力为 55% 屈服应力, 截面总预应力为 1 042 kN, 材料特性见表 1. 上部结构恒载为 1 456 kN, 相当于 10% 的轴压比. 水平循环荷载通过 1 台液压伺服机在距墩顶 450 mm 处加载, 加载方向为顺桥向, 加载控制为位移控制, 位移水平 δ 包括 0.25%, 0.375%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0%, 3.0%, 4.0%, 5.0%, 6.0%, 其中, $\delta = \Delta / H$, Δ 为实际侧向加载位移, H 为加载点距墩底的高度, 即 4 050 mm, 材料性能同见表 1. 笔者拟对其中的 C5C-UB 试件进行计算模拟, C5C-UB 试件 ED 钢筋配筋率为 0.5%, 与混凝土粘结, 具体施工措施为预制构件中预留孔, 拼装后穿普通钢筋并灌浆. 在承台内部 ED 筋留有 400 mm 的无粘结段, 以分散 ED 钢筋应变, 延缓 ED 钢筋断裂.

表 1 材料特性

		普通钢筋		预应力钢筋	
灌浆	混凝土	屈服	极限	屈服	极限
抗压	抗压	强度	强度	强度	强度
强度	强度	强度	强度	强度	强度
49	45	454	665	1 682	1 852

3 有限元模拟及与试验的对比

有限元模拟采用纤维梁柱单元模型, 基于单元材料的应力-应变本构关系, 截面可以分为混凝土纤维和钢筋纤维, 截面网格划分如图 3 所示. 无粘结预应力钢筋采用杆单元模拟, 用初始应变模拟预张力. 顶部预应力锚固端与柱顶用刚臂连接, 底部与地面固结, 模型如图 4 所示. 混凝土采用 Kent-Scott-Park 模型, 具有退化的卸载加载刚度, 耗能钢筋采用 Giuffre-Menegotto-Pinto 材料模型, 预应力钢筋采用理想弹塑性模型, 其中钢筋与混凝土的本构关系曲线如图 5 所示.

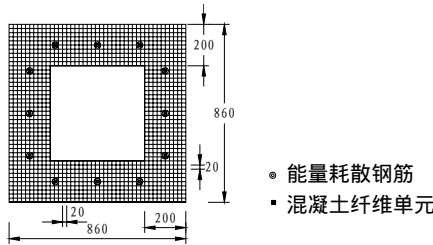


图 3 截面纤维单元划分示意图(单位: mm)

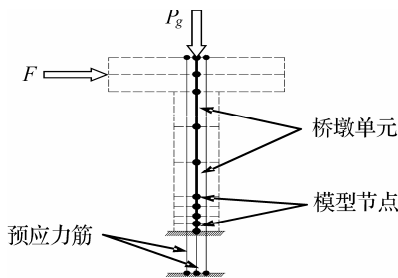


图 4 有限元模型示意图

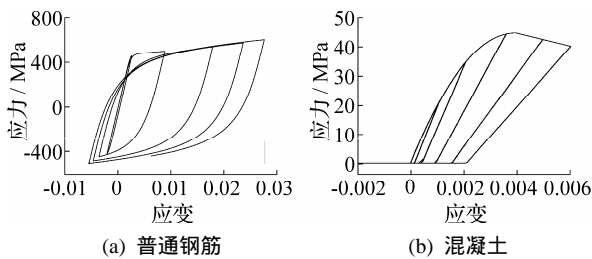


图 5 材料应力应变曲线

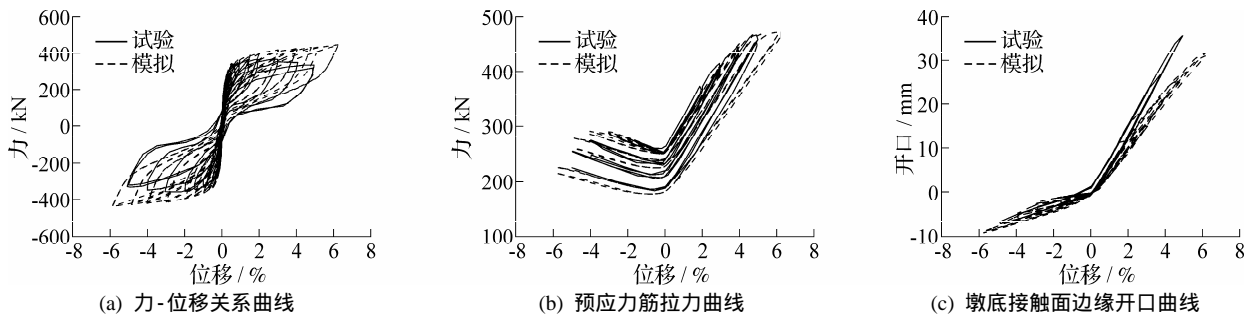


图 6 计算结果与试验结果比较

模拟结果与试验结果的比较如图 6 所示. 图 6(a)为力-位移关系曲线, 由于钢筋材料本构模型不能模拟极限强度后负刚度效应, 因此计算结果与试验结果有一定差异, 但屈服强度基本一致, 由于没有模拟钢筋粘结-滑移, 残余位移小于试验结果. 图 6(b)为预应力筋拉力与位移的关系曲线, 同侧受拉时, 预应力筋拉力增大较显著, 同侧受压时, 预应力筋增大较少, 初始拉力为 256.5 kN, 最大拉力 472.7 kN, 最小拉力 178.6 kN, 分别对应 54.2%、99.8%、37.7%的预应力筋屈服强度, 试验数据到 5%位移停止, 而计算到 6%位移结束, 计算结果与试验结果比较接近. 图 6(c)为墩-承台接缝边缘张开宽度与墩顶水平位移的关系, 受拉时开口增大, 受压时开口减小; 由于边缘混凝土的压碎, 受压时开口小于零, 计算结果与试验结果较接近, 但有些偏小, 这是由于没有模拟钢筋的粘结-滑移所造成的墩底集中转动, 但是可认为在一定高度范围内曲率均匀分布. 计算结果表明, 纤维模型能定性或定量模拟节段拼装桥墩循环加载拟静力试验, 可用于设计参数分析.

4 参数分析

考虑恒载轴压比、预应力筋配筋率、普通钢筋配筋率的改变对骨架曲线、能量耗散等的影响, 进行参数分析. 试件编号 C5C-UB 为文献[15]中 C5C-UB 试件, 试件编号见表 2, 其中, A 表示恒载轴压比有变化, B 表示预应力筋配筋率有变化, C 表示普通钢筋配筋率有变化, 每次只改变 1 项参数, 其余参数与 C5C-UB 试件相同, 为方便比较, A1、B2、C2 试件所有参数均与 C5C-UB 试件相同.

侧向承载力取 6%侧移时墩底剪力, 屈服位移取普通钢筋开始屈服时的位移, 屈服位移对应水平承载力为屈服力, 最终位移取 5%侧移, 延性系

表2 试件编号及相应参数 %

试件编号	预应力度	恒载轴压比	预应力筋配筋率	普通钢筋配筋率
C5C-UB	55	10	0.21	0.50
A1	55	10	0.21	0.50
A2	55	20	0.21	0.50
A3	55	30	0.21	0.50
B1	55	10	0.10	0.50
B2	55	10	0.21	0.50
B3	55	10	0.50	0.50
B4	55	10	0.75	0.50
C1	55	10	0.21	0.25
C2	55	10	0.21	0.50
C3	55	10	0.21	0.75
C4	55	10	0.21	1.00

注: 试件 C5C-UB 进行试验和模拟分析, A、B、C 仅进行模拟分析.

数为最终位移与屈服位移的比值, 计算结果见表 3, 其中, Test 表示 C5C-UB 试件的试验结果, Cal 表示文中 C5C-UB 试件的计算结果. 结合表 2 和表 3 可看出, 随着恒载轴压比、预应力筋或普通钢筋配筋率的增大, 结构承载力和屈服力都增大; 除个别情况外, 屈服位移一般也增大; 随着普通钢筋配筋率增加, 结构延性降低; 随着预应力筋增加, 等效阻尼比降低, 而随着普通钢筋增加, 等效阻尼比增大; 随着恒载轴压比、预应力筋或普通钢筋配筋率增大, 结构残余位移增大, 普通钢筋配筋率 1.00% 时, 残余位移达到 1.0% 左右, 考虑纤维模型的模拟误差,

表3 参数分析计算结果

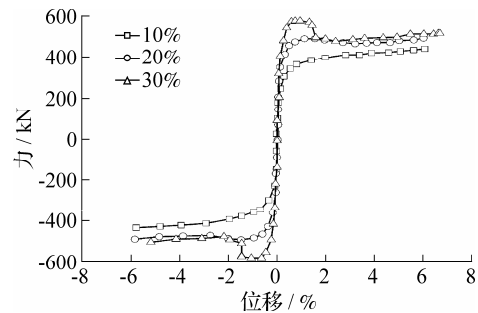
试件编号	承载力/kN	屈服位移/%	屈服力/kN	最终位移/%	延性系数	等效阻尼比/%	残余位移/%
Test	363.0	0.430	296.0	5.0	10.0	16.0	0.40
Cal	395.9	0.370	318.6	5.0	13.5	11.0	0.19
A1	395.9	0.370	318.6	5.0	13.5	11.0	0.19
A2	486.8	0.420	443.4	5.0	11.9	9.7	0.30
A3	491.7	0.444	553.7	5.0	11.3	9.5	0.65
B1	338.3	0.420	281.8	5.0	11.9	12.6	0.02
B2	395.9	0.370	318.6	5.0	13.5	11.0	0.19
B3	498.4	0.420	441.4	5.0	11.9	9.5	0.35
B4	499.5	0.432	532.3	5.0	11.6	9.1	0.59
C1	340.0	0.321	278.9	5.0	15.6	7.5	0.05
C2	395.9	0.370	318.6	5.0	13.5	11.0	0.19
C3	454.0	0.457	369.6	5.0	10.9	13.4	0.60
C4	507.7	0.469	404.9	5.0	10.7	15.4	0.99

对应实际试验值的残余位移 2.0% 左右, 已不能满足震后修复的残余位移不大于 1.0% 的要求.

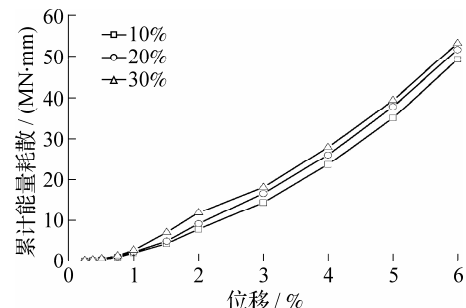
4.1 恒载轴压比

C5C-UB 试验试件的恒载轴压比为 10%, 而另外 2 种恒载轴压比为 20% 和 30%, 其余参数不变, 考察恒载轴压比对骨架曲线、能量耗散等的影响, 试件参数见表 2 和表 3 中 A1、A2、A3.

图 7(a) 为恒载轴压比对骨架曲线的影响. 恒载轴压比 20% (考虑预应力后为 30%) 时, 承载能力和屈服力较 10% 恒载轴压比有较大提高; 但恒载轴压比 30% (考虑预应力后为 40%) 与恒载轴压比 20% 相比, 只提高了屈服力, 极限承载能力基本一致. 图 7(b) 为恒载轴压比对能量耗散的影响, 显示随恒载轴压比增大, 累积能量耗散也逐渐增大.



(a) 恒载轴压比对骨架曲线的影响



(b) 恒载轴压比对能量耗散的影响

图7 恒载轴压比的影响

4.2 预应力筋配筋率

C5C-UB 试验试件的预应力筋配筋率为 0.21%, 而另外 3 种预应力筋配筋率为 0.10%、0.50%、0.75%, 其余参数不变, 考察预应力筋配筋率对骨架曲线、能量耗散等的影响, 试件参数见表 2 和表 3 中 B1、B2、B3、B4.

图 8(a) 为预应力筋配筋率对骨架曲线的影响, 预应力筋配筋率 0.10% 和 0.21% 时, 骨架曲线基本一致, 但当预应力筋配筋率增大到 0.50% 时, 承载力和屈服力有较大提高, 但预应力筋配筋率 0.75%

与0.50%相比, 仅屈服力提高, 2个试件承载力基本一致。图8(b)为预应力筋配筋率对能量耗散的影响, 随预应力筋配筋率的提高, 累积能量耗散增大, 但0.10%和0.21%预应力配筋率时, 能量耗散基本一致, 0.50%和0.70%预应力配筋率时也是如此。

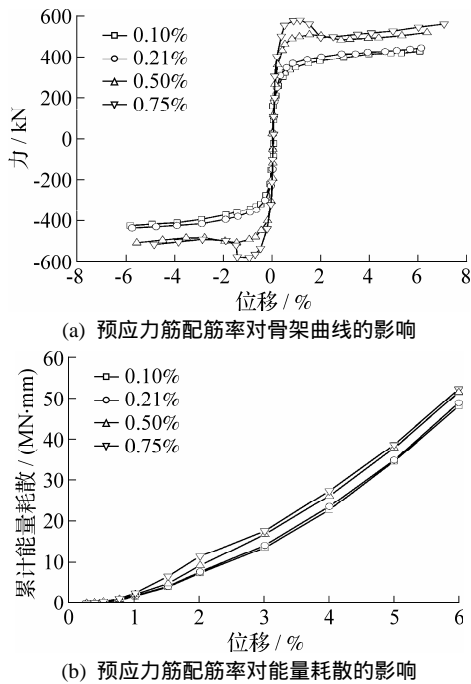


图8 预应力筋配筋率的影响

4.3 普通钢筋配筋率

C5C-UB 试验试件的普通钢筋配筋率为0.50%, 而另外3种预应力筋配筋率0.25%、0.75%、1.00%, 其余参数不变, 考察普通钢筋配筋率对骨架曲线、能量耗散等的影响, 试件参数见表2和表3中C1、C2、C3、C4。

图9(a)为普通钢筋配筋率对骨架曲线影响, 随着普通钢筋配筋率的提高, 承载力和屈服力提高。从图9(b)中可以看出, 能量耗散对普通钢筋配筋率比较敏感, 随着配筋率增大, 能量耗散显著增大。

5 结论

(1) 恒载轴压比20%时, 承载能力和屈服力较10%恒载轴压比时有较大提高; 但恒载轴压比30%与恒载轴压比20%相比, 只提高了屈服力, 极限承载能力两者基本一致; 随着恒载轴压比增大, 累积能量耗散也逐渐增大。

(2) 预应力筋配筋率0.10%和0.21%时, 骨架曲线基本一致, 但当预应力筋配筋率增大到0.50%

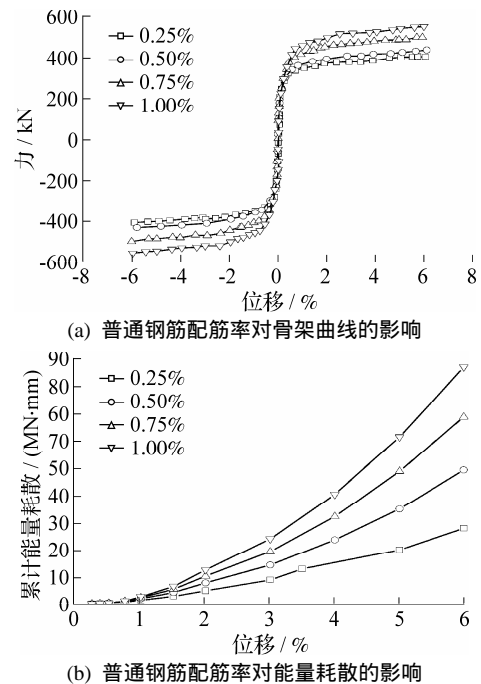


图9 普通钢筋配筋率的影响

时, 承载力和屈服力有较大提高, 但预应力筋配筋率0.75%与0.50%相比, 仅屈服力提高, 2个试件承载力基本一致; 随着预应力筋配筋率的提高, 累积能量耗散增大, 但0.10%和0.21%预应力配筋率时能量耗散基本一致, 0.50%和0.70%预应力配筋率时能量耗散基本一致。

(3) 随着普通钢筋配筋率的提高, 承载力和屈服力提高; 能量耗散对普通钢筋配筋率比较敏感, 随着配筋率的增大, 能量耗散显著增大, 可以通过增加普通钢筋配筋率来提高桥墩耗能能力, 但同时残余位移增大。

参考文献:

- [1] Billington S L, Barnes R W, Breen J E. A precast segmental substructure system for standard bridges[J]. PCI Journal, 1999, 44(4):56-73.
- [2] 林一宁, 陈爱萍. 跨海大桥的预制构件法施工[J]. 世界桥梁, 2002(4):12-16.
- [3] 王志强, 葛继平, 魏红一. 东海大桥预应力混凝土桥墩抗震性能分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2008, 36(11):1462-1466.
- [4] 过震文, 黄少文, 邵长宇. 预制拼装技术在上海长江大桥中的应用[J]. 世界桥梁, 2009(S1):22-26.
- [5] 吴伟胜, 王仁贵, 王梓夫. 杭州湾跨海大桥高墩区引桥总体及上部结构设计[C]//中国公路学会桥梁和结构工程分会2005年全国桥梁学术会议论文集, 中国: 杭州,

- 2005:86-92.
- [6] 万绍平. 预制桥墩湿接头的施工技术要点[J]. 城市道桥与防洪, 2009, 11:72-75.
- [7] Mander J B, Cheng C T. Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design[M]. New York: National Center for Earthquake Engineering Research, 1997.
- [8] Billington S L, Barnes R W, Breen J E. Alternative substructure systems for standard highway bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2001, 6(2):87-94.
- [9] Billington S L, Breen J E. Improving standard highway bridges with attention to cast in place substructures[J]. Journal of Bridge Engineering, 2000, 5(4):344-351.
- [10] Billington S L, Yoon J K. Cyclic response of unbonded posttensioned precast columns with ductile fiber-reinforced concrete[J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2004, 9(4):353-363.
- [11] Hewes J T, Priestley M J N. Seismic design and performance of precast concrete segmental bridge columns[M]. San Diego: University of California, 2002.
- [12] Chou Chungche, Chen Yuchin. Cyclic tests of post-tensioned precast CFT segmental bridge columns with unbonded strands[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006, 35:159-175.
- [13] 葛继平. 预制拼装摇摆单柱桥墩拟静力分析模型[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(2):659-662.
- [14] 葛继平, 魏红一, 王志强. 循环荷载作用下预制拼装桥墩抗震性能分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2008, 36(7):894-899.
- [15] Ou Yuchen, Tsai M S, Chang Kuochun, et al. Cyclic behavior of precast segmental concrete bridge columns with high performance or conventional steel reinforcing bars as energy dissipation bars[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010, 39(11):1181-1198.
- [16] Priestley M J N. Myths and fallacies in earthquake engineering[J]. Concrete International, 1997, 19(2):54-63.
- [17] Kawashima K. Seismic performance of RC bridge piers in Japan: an evaluation after the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake[J]. Progress in Structural Engineering and Materials, 2000, 2(1):82-91.
- [18] Ou Yuchen, Wang Pingsiu, Tsai Musen, et al. Large-scale experimental study of precast segmental unbonded post-tensioned concrete bridge columns for seismic regions[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(3):255-264.

Research on Seismic Resistance of Precast Segmental Concrete Bridge Piers

BU Zhan-yu, ZHAN Chen-wen, SHI Xin-lei, DING Yong

(Faculty of Architectural, Civil Engineering and Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

Abstract: The static test for unbound prestressing precast segmental bridge columns is simulated using the fiber modeling approach. The method is proved valid through comparison of the simulation results with the real-time test results. In the process, the parameter analysis on the dead load axial compression ratio, prestressing tendon ratio and mild bar ratio are conducted. It is found that the lateral ultimate strength and yield strength increase remarkably as the dead load axial compression ratio increases within the given limits. When the dead load axial compression ratio grows significantly large, the yield strength is to increase while the ultimate strength is to remain unchanged. It is also noted that the accumulated energy dissipation increases with the increment of the dead load axial compression ratio. The skeleton curve remains invariant when the prestressing tendon ratio increases within the given restraint. Both the lateral ultimate strength and yield strength increase as the prestressing tendon ratio increases to some extent, which also cause the accumulated energy dissipation to increase remarkably. Both the lateral ultimate strength and yield strength increase with the increase of mild bar ratio. The energy dissipation is found to be sensitive to mild bar ratio, and its increase is directly proportionate to the increasing of mild bar ratio. The energy dissipation can be enhanced by raising mild bar ratio, which, however, results in the increasing of residual displacement.

Key words: precast concrete; segmental construction; concrete bridge piers; seismic resistance

(责任编辑 章践立)