

跨断层简支梁桥地震响应分析及搭接长度研究

岳伟勤¹, 张来福¹, 苏小波¹, 王晨², 王瑞涛¹, 贾宏宇³

(1. 中铁长江交通设计集团有限公司, 重庆 401121; 2. 成都地铁运营有限公司, 四川 成都 610058;
3. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 为研究跨断层简支梁桥的地震响应和搭接长度需求, 建立简支梁桥的弹塑性分析模型, 通过动力响应分析、弹塑性分析和抗剪能力分析, 研究了断层地震动的滑冲效应对简支梁桥搭接长度需求的影响, 探讨了塑性铰破坏前墩梁相对位移与地面永久位移的关系。研究表明: 断层位置会影响结构的地震响应, 越靠近断层结构受到的地震影响越大; 断层地震动的滑冲效应会增大结构的地震响应, 断层地震作用下桥墩塑性铰区的最大剪力剪切强度比为 0.47, 桥墩的抗剪强度验算满足抗震设计规范要求; 跨断层地震作用下结构的地震响应会出现漂移现象, 导致塑性铰只往同一方向发展; 多项式拟合的残差平方和与 R^2 值分别为 539.910 和 0.984, 地面永久位移为 1.6 m 时, 塑性铰破坏前的墩梁相对位移为 49.5 cm, 约占规范计算搭接长度的 56%, 在峰值加速度较小的情况下, 跨断层地震作用下简支梁桥的搭接长度需求满足规范要求。

关键词: 跨断层桥梁; 塑性铰; 搭接长度; 滑冲效应; 弹塑性分析

中图分类号: TU433

文献标识码: A

Seismic response analysis and lap length study of simply supported beam bridge across faults

YUE Weiqin¹, ZHANG Laifu¹, SU Xiaobo¹, WANG Chen², WANG Ruitao¹, JIA Hongyu³

(1. China Railway Changjiang Traffic Design Group Co., Ltd., Chongqing 401121, China; 2. Chengdu Metro Operation Co., Ltd., Chengdu 610058, China; 3. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: To study the seismic response and lap length requirements of the simply-supported bridge across faults, an elastic-plastic analysis model of the simply-supported bridge was established. Through dynamic response analysis, elastic-plastic analysis and shear resistance analysis, the influence of slip effect of fault ground motion on the lap length requirement of simple supported beam bridge is studied, and the relation between the relative displacement of pier beam and the permanent displacement of ground before plastic hinge failure is discussed. Research shows that the location of the fault affected the seismic response of the structure, and the closer the fault structure is, the greater the earthquake impact will be. The slip impact effect of fault ground motion increased the seismic response of the structure. The maximum shear strength ratio of the plastic joint area of the pier under fault earthquake action is 0.47. The checking calculation of the shear strength of the pier meets the requirements of the seismic design code. The seismic response of the structure under cross-fault seismic action drifted, resulting in the plastic hinge only developing in the same direction. The residual sum of squares and R^2 of the polynomial fit are 539.910 and 0.984, respectively. When the permanent displacement of ground is 1.6 m, the relative displacement of pier and beam before plastic hinge failure is 49.5 cm, accounting for about 56% of the calculated supported length. When the peak acceleration is small, the supported length of the simply-supported beam bridge under the earthquake action across the fault meets the requirements of the code.

收稿日期: 2023-06-13; 修回日期: 2023-11-12

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (52178169); 重庆市交通科技项目 (CQDJT-CZKJ2023-02)

作者简介: 岳伟勤 (1996—), 男, 硕士, 主要从事桥梁设计与桥梁抗震研究。E-mail: ywq_89757@163.com

通讯作者: 贾宏宇 (1981—), 男, 副教授, 博士, 主要从事桥梁抗震及动力行为研究。E-mail: Hongyu1016@swjtu.edu.cn

Key words: bridge crossing fault; plastic hinge; lap length; slip impact effect; elastic-plastic analysis

0 引言

随着我国公路、铁路网的飞速发展,跨断层桥梁的修建已经无法避免,而且我国属于地震多发区,地震断层分布广,这将导致未来我国跨断层桥梁的数量可能会逐渐增加^[1-2]。从桥梁在历次地震中发生震害的情况来看,跨断层桥梁往往是最容易发生破坏的。在唐山地震中^[3],滏阳河艾辛庄桥和稻地村桥均跨越活动断层,从而导致这两座桥均发生落梁破坏;集集地震中^[4]的名竹大桥跨越地震断层而发生严重垮塌破坏;汶川地震中^[5]的小渔洞大桥和高树大桥跨越断层发生全桥倒塌破坏;玉树地震中^[6]的西杭桥由于跨越断层而出现严重落梁破坏;土耳其地震中^[7],地震断层跨越欧洲运输高速公路的部分路段,从而导致该线路上多座桥梁出现严重倒塌破坏。

由于跨断层桥梁在地震中往往会出现比较严重的破坏,学者对跨断层桥梁展开了深入研究。GOEL等^[8-9]研究了不同断层形式下的地震时程曲线,并将其应用到跨断层桥梁的地震响应分析中,提出了线性静力分析法和非静力分析法。王文明等^[10]总结了国内外学者对跨断层桥梁的研究内容,论述了跨断层地震动的模拟方法和振动台试验。ZHANG等^[11]以某跨断层桥梁为研究对象,分析了断层地震动的永久位移、桥梁与断层相对位置对该桥地震响应的影响。惠迎新^[12]对跨断层地震动的模拟和输入方法进行了研究,提出了一种适用于跨断层且带有永久位移的基线修正方法。LIN等^[13]基于试验与数值模拟相结合的方法,揭示了连续桥梁在断层地震动作用下的破坏模式和损伤机理。YANG等^[14]研究了地震动滤波对跨断层隔振桥梁动力响应的影响。王敏^[15]研究了不同地震强度下跨断层简支梁桥的地震响应规律。

在众多桥梁震害中,梁体的落梁破坏属于比较严重的地震灾害,而墩梁搭接长度又与桥梁落梁息息相关,因此,学者对桥梁的落梁破坏及搭接长度的计算方法也进行了研究。HAO^[16]基于随机振动理论,研究了桥梁跨径对搭接长度的影响。朱文正等^[17]通过反应谱法研究了梁桥的搭接长度,提出了梁桥的搭接长度应取 $70+u_B$ 和 $70+l$ 的较大值, l 为计算跨径, u_B 为强震下的最大墩梁相对位移。WU^[18]研究了地震作用下斜交桥的落梁机理,提出了斜交桥搭接长度的计算方法。目前,国内外学者对搭接长度的计算方法和影响因素进行了研究,但对跨断层桥梁搭接长度的研究较少。在桥梁的建设当中,跨断层桥梁占据着重要位置,也起着非常关键的作用,因此,研究跨断层桥梁的抗震性能和设计方法对桥梁建设有着至关重要的意义。

综上所述,本文在已有对跨断层桥梁地震响应以及桥梁搭接长度研究的基础上,以简支梁桥为研究对象,基于ANSYS平台建立简支梁桥的弹塑性分析模型,分析跨断层简支梁桥的地震响应,并通过动力分析、弹塑性分析和抗剪分析,研究跨断层简支梁桥的搭接长度需求。

1 理论简介

1.1 规范搭接长度计算公式

桥梁中搭接长度示意图如图1所示,搭接长度是指桥梁上部结构梁端到桥墩或盖梁边缘的距离。JTG/T 2231-01—2020《公路桥梁抗震设计规范》^[19]中提出了梁桥的搭接长度计算公式如式(1)所示:

$$a = 50 + 0.1L + 0.8H + 0.5L_k \quad (1)$$

式中: a 为墩梁搭接长度(cm); L 为桥梁计算跨径(m); H 为桥墩高度(m); L_k 为桥梁单孔跨径(m)。

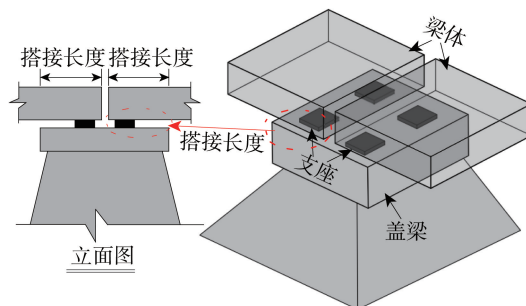


图1 搭接长度

Fig. 1 Lap length

1.2 多点激励位移输入模型

多点激励位移输入法是一种求解结构地震反应的常用计算方法,该方法适用于线性结构和非线性结构的地震反应分析。地震作用下桥梁结构的动力方程用分块矩阵表示为^[20-21]

$$\begin{bmatrix} M_{aa} & M_{ab} \\ M_{ba} & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_a \\ \ddot{\mathbf{u}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{aa} & C_{ab} \\ C_{ba} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_a \\ \dot{\mathbf{u}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_a \\ \mathbf{u}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_a \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (2)$$

式中: \mathbf{u}_a 为非支撑节点的运动向量; \mathbf{u}_b 为支撑节点的强迫运动向量; \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 、 \mathbf{K} 分别为质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; P_a 为作用在结构自由节点上的外力(对于地震激励来说为 0); P_b 为支撑节点受到的地震力。

地震作用下结构的地震响应是随时间变化的支撑点运动引起的,结构支撑点的运动具有一阶和二阶导数,即存在速度和加速度,那么在支撑节点的作用下,自由节点也会产生一定的位移、速度和加速度^[22]。将式(2)中第 1 项展开,得

$$M_{aa}\ddot{\mathbf{u}}_a + M_{ab}\ddot{\mathbf{u}}_b + C_{aa}\dot{\mathbf{u}}_a + C_{ab}\dot{\mathbf{u}}_b + K_{aa}\mathbf{u}_a + K_{ab}\mathbf{u}_b = 0 \quad (3)$$

如采用集中质量模型,则 $M_{ab} = 0$,将式(3)移项可得:

$$M_{aa}\ddot{\mathbf{u}}_a + C_{aa}\dot{\mathbf{u}}_a + K_{aa}\mathbf{u}_a = -C_{ab}\dot{\mathbf{u}}_b - K_{ab}\mathbf{u}_b \quad (4)$$

通常情况不考虑阻尼力,故可将式(4)改写为

$$M_{aa}\ddot{\mathbf{u}}_a + C_{aa}\dot{\mathbf{u}}_a + K_{aa}\mathbf{u}_a = -K_{ab}\mathbf{u}_b = \sum_{i=1}^N f_i u_b^i \quad (5)$$

式(5)为多点激励下结构的动力平衡方程,也是求解地震作用下结构反应的多点激励位移输入模型,通过直接积分法进行求解,即可得到各点的加速度、速度和位移。

2 工程数值算例

2.1 桥梁简介

本文使用文献[23]中的简支梁桥模型,该桥的具体参数见文献[23],该桥的有限元模型如图 2 所示。JTG/T 2231-01—2020《公路桥梁抗震设计规范》^[19]规定双柱式桥墩在墩顶和墩底都要设置塑性铰,计算出塑性铰长度为 1.2 m。有限元模型中塑性铰和支座采用 COMBIN40 单元模拟,Δ1~Δ6 分别为梁端与墩顶的相对位置。

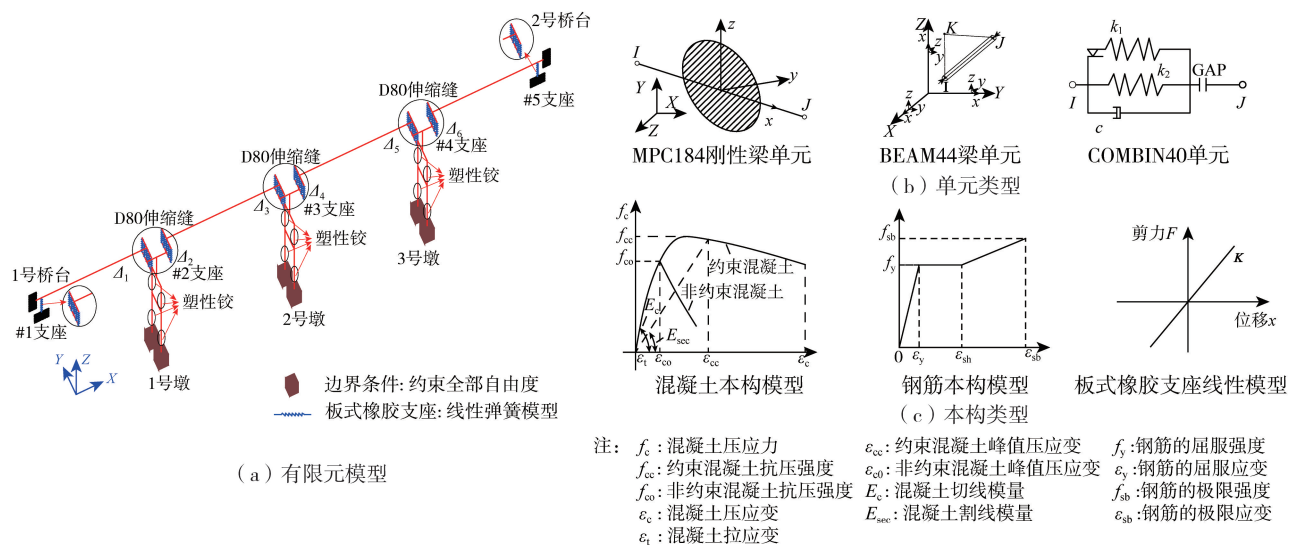


图 2 桥梁有限元模型

Fig. 2 Finite element model of bridge

Rayleigh 阻尼是结构地震响应分析中比较常用的一种阻尼形式,它考虑了质量比例阻尼和刚度比例阻尼, Rayleigh 阻尼是通过 2 种阻尼的线性组合来表示的,具体按式(6)计算:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (6)$$

式中: α 为质量阻尼系数(s^{-1}); β 为刚度阻尼系数(s); \mathbf{M} 为结构质量矩阵; \mathbf{K} 为结构刚度矩阵。利用质量阻尼矩阵和刚度阻尼矩阵的正交特性,可以得出第 n 阶振型的阻尼比 ζ_n 为

$$\zeta_n = \frac{\alpha}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{\beta}{2} \omega_n \tag{7}$$

将式(6)中的 2 个振型表达成矩阵形式,可推导出式(8):

$$\frac{1}{2} \begin{pmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{pmatrix} \tag{8}$$

相关研究表明,进行动力响应计算时可以假设 2 个振型具有相同的阻尼比 ζ ,在结构阻尼比已知的情况下,通过式(9)可以计算出质量阻尼系数 α 和刚度阻尼系数 β ,得

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}, \quad \beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \tag{9}$$

根据 Rayleigh 阻尼模型,JTG/T 2231-01—2020《公路桥梁抗震设计规范》^[19] 规定混凝土桥梁的各阶振型阻尼比通常取 0.05,该简支梁桥的第 1 阶频率 $f_1 = 0.473$ 、第 2 阶频率 $f_2 = 0.664$,由式(9)和 $\omega_n = 2\pi f_n$ 可以计算出 $\alpha = 0.174$ 、 $\beta = 0.014$ 。

2.2 输入地震动

断层是指岩石和土体的受力超过其承载能力而发生破裂,并且沿破裂面两侧的岩块或土体发生明显相对位移的构造^[24-25]。断层类型主要分为正断层、逆断层和走滑断层 3 种,其中走滑断层的断层破裂呈现破裂规模大和以剪切破坏为主的特征,断层地震动的滑冲效应由断层两侧发生错动引起,其位移时程在振动结束后存在永久位移^[26],如图 3 所示。如果一座桥梁跨越断层且发生滑冲效应,桥梁会因为断层两侧发生相对错动而出现较大的相对变形,从而导致桥梁发生严重破坏。

从地震库中选取 6 条原始地震动并进行基线校正^[27],上盘地震动选择 TCU052、TCU068 和 TCU072 台站的地震动,下盘地震动选择 TCU049、TCU100 和 TCU102 台站的地震动。对每条地震动的地面永久位移进行调幅,调幅范围为 0~1.6 m。所选跨断层地震动原始记录见表 1,地面永久位移调幅后的位移时程曲线如图 4 所示, d_{TD} 表示地面永久位移。

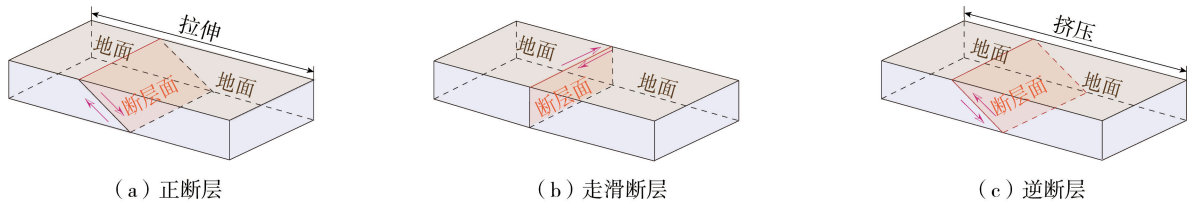


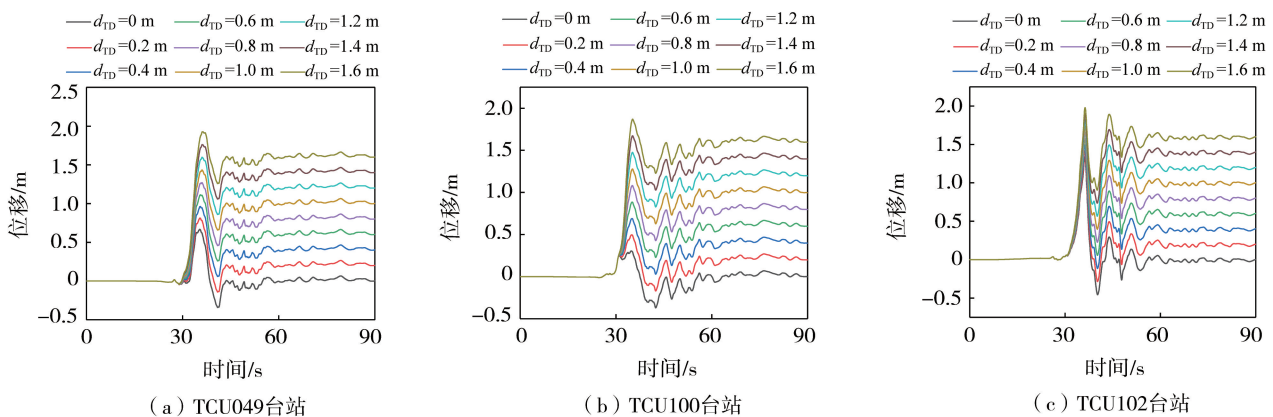
图 3 断层类型

Fig. 3 Fault type

表 1 实测地震动记录

Table 1 Measured ground motion records

序号	地点	台站	断层距 R_{rup}/km	上/下盘	序号	地点	台站	断层距 R_{rup}/km	上/下盘
1	Chi-Chi	TCU052	0.66	上盘	4	Chi-Chi	TCU049	3.76	下盘
2	Chi-Chi	TCU068	0.32	上盘	5	Chi-Chi	TCU100	11.37	下盘
3	Chi-Chi	TCU072	7.08	上盘	6	Chi-Chi	TCU102	1.49	下盘



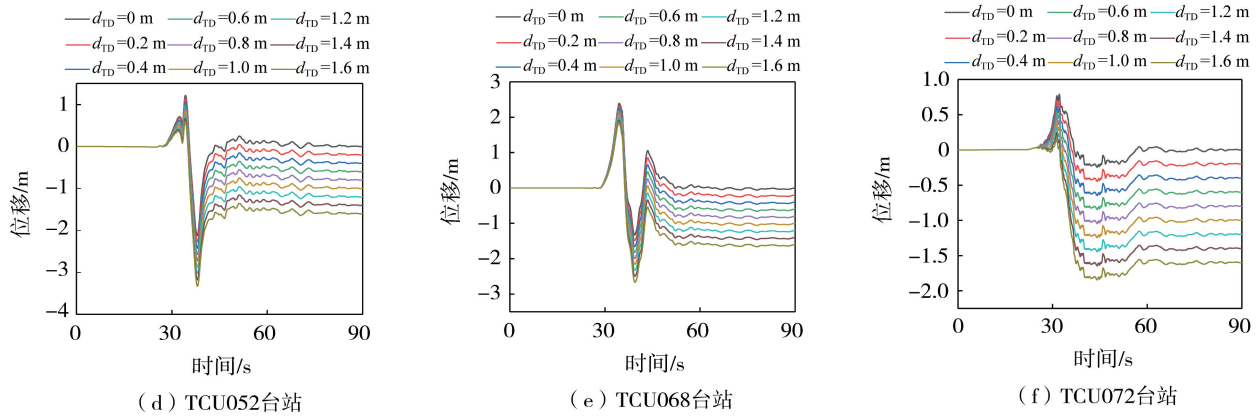


图4 基线校正后地震动位移时程曲线

Fig. 4 Time history curves of seismic displacement after baseline correction

通过地震动合成方法^[28-29]合成6条具有地面永久位移的地震动,包括3条上盘地震动(合成地震动4~6)和3条下盘地震动(合成地震动1~3)。同样对每条人工合成地震动的地面永久位移进行调幅,调幅范围为0~1.6 m。地面永久位移调幅后的人工合成地震动位移时程曲线如图5所示。

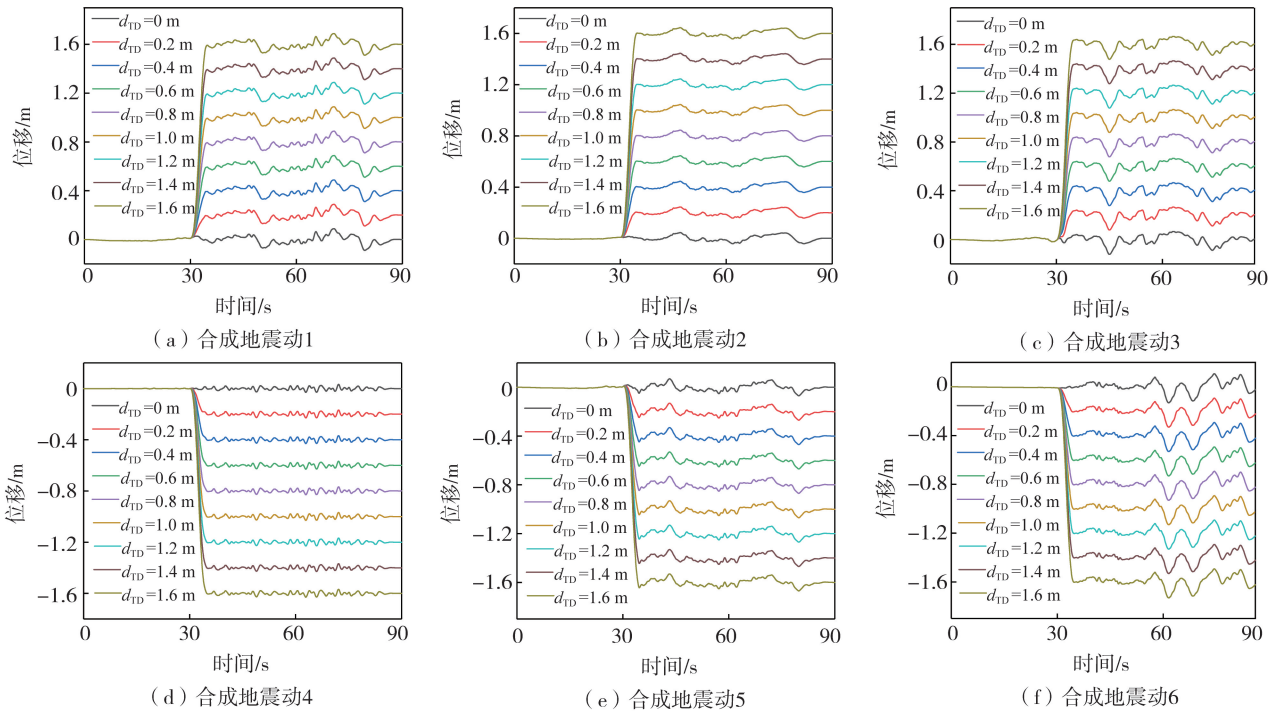


图5 人工合成地震动位移时程曲线

Fig. 5 Displacement time history curves of artificial synthetic ground motion

桥梁跨越断层会出现图6所示的4种情况,分别将其命名为工况 FRL-1、工况 FRL-2、工况 FRL-3 和工况 FRL-4,每种情况下包括3组基线校正的跨断层地震动和3组人工合成地震动,分别命名为工况 FRL-1-1~FRL-1-6、FRL-2-1~FRL-2-6、FRL-3-1~FRL-3-6 和 FRL-4-1~FRL-4-6。假设所有计算工况中桥梁与断层破裂带垂直走向,断层类型为倾滑断层,且仅考虑沿纵桥向采用空间非一致激励进行地震输入。

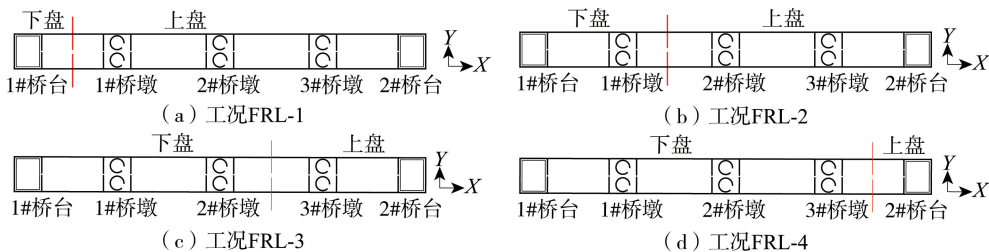


图6 桥梁模型与断层位置关系

Fig. 6 Relationship between bridge model and fault location

3 结果分析

3.1 自振特性分析

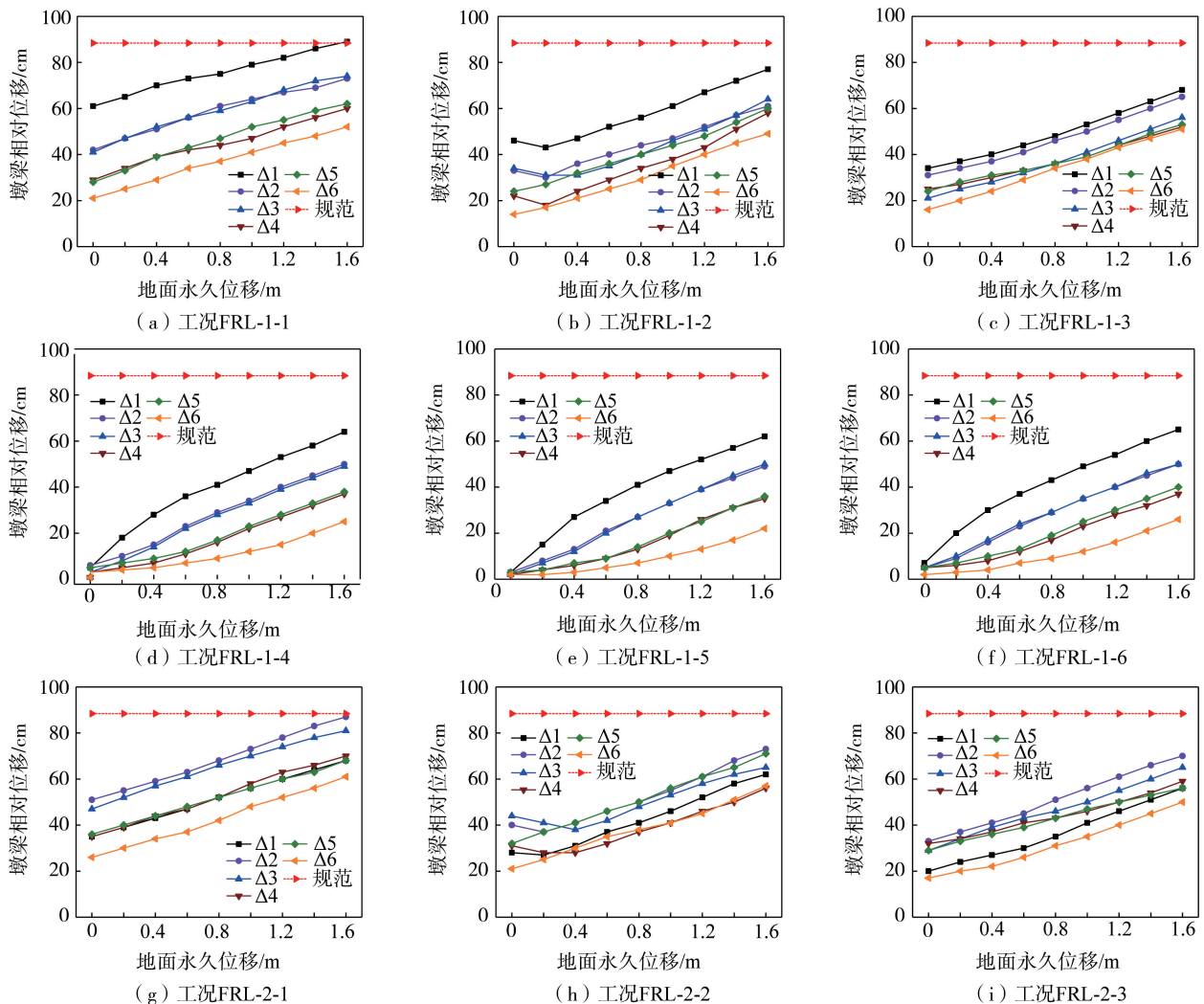
结构的自振特性是指结构的频率或周期所对应的振型,通过子空间迭代法对该桥进行自振特性分析。表 2 列举了该简支梁桥前 6 阶的自振频率和振型。

表 2 简支梁桥自振特性

阶次	频率/Hz	周期/s	振型
1 阶	0.473	2.114	主梁纵向振动,桥墩纵向弯曲
2 阶	0.664	1.506	主梁纵向振动,桥墩纵向弯曲
3 阶	0.781	1.280	主梁横向振动,桥墩横向弯曲
4 阶	0.819	1.221	主梁横向振动,桥墩横向弯曲
5 阶	0.830	1.205	主梁纵向振动,桥墩纵向弯曲
6 阶	0.868	1.152	主梁横向振动,桥墩横向弯曲

3.2 动力响应分析

将图 4 和图 5 中的位移时程作为输入地震动进行跨断层桥梁的动力响应分析和弹塑性分析。地震动输入时仅考虑沿纵桥向输入,不考虑横向和竖向的地震动输入。同时,主要研究跨断层地震动的滑冲效应(即地面永久位移)对桥梁地震响应及搭接长度需求的影响,不考虑地震动峰值加速度的变化。跨断层地震作用下简支梁桥的墩梁相对位移如图 7 所示。



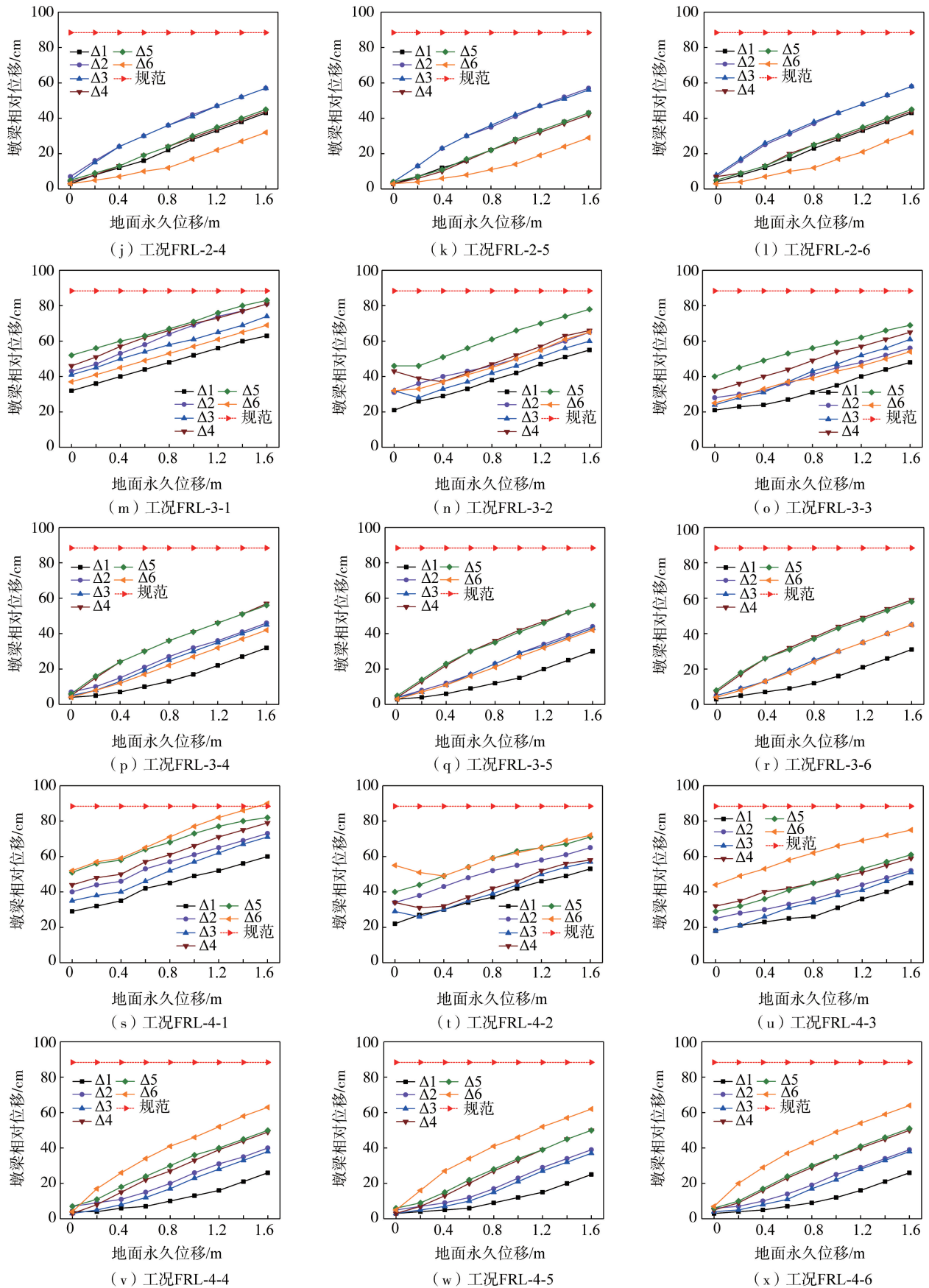


图7 跨断层地震作用下墩梁相对位移

Fig. 7 Relative displacement of pier beams under cross fault seismic action

由图7可知,当断层在第1跨时, $\Delta 1$ 处的墩梁相对位移最大,断层在第2跨时, $\Delta 2$ 和 $\Delta 3$ 处的墩梁相对位移最大,断层在第3跨时, $\Delta 4$ 和 $\Delta 5$ 处的墩梁相对位移最大,断层在第4跨时, $\Delta 6$ 处的墩梁相对位移最大。

说明断层位置会影响结构的地震响应,越靠近断层的位置受到的地震影响越大。

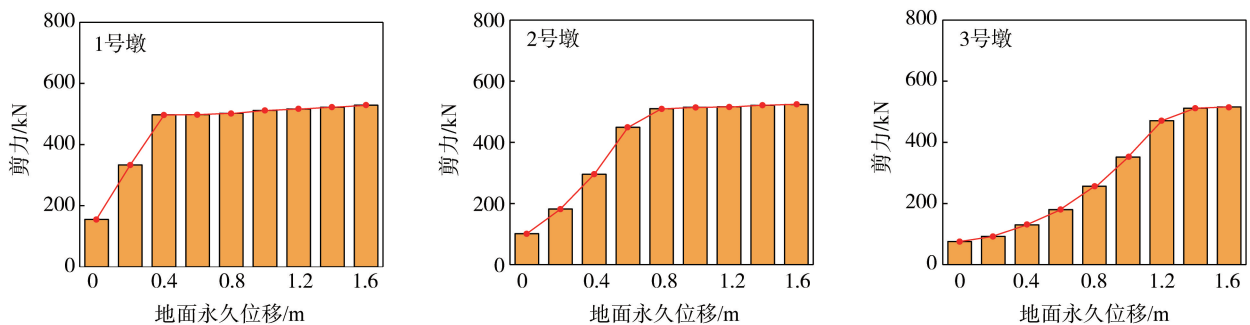
墩梁相对位移随着 d_{TD} 的增加逐渐增大,但仍然小于规范计算的搭接长度。对于进行基线校正的实测地震动而言,当 d_{TD} 为 0 时,墩梁相对位移也较大,随着 d_{TD} 的不断增大,墩梁相对位移增大比较缓慢,说明 d_{TD} 对输入基线校正后实测地震动的结构地震响应影响较小,这是由于实测地震动在地震结束前存在较大的峰值位移,改变地面永久位移并没有明显改变地震动的峰值位移,墩梁相对位移在峰值位移时已经达到最大值,故调整 d_{TD} 对峰值位移的影响较小,对墩梁相对位移影响也比较小。

当 d_{TD} 为 1.6 m 时, FRL-1-1、FRL-1-2、FRL-1-3 工况下的墩梁相对位移最大值分别为 89、77、68 cm, FRL-2-1、FRL-2-2、FRL-2-3 工况下的墩梁相对位移最大值分别为 87、73、70 cm, FRL-3-1、FRL-3-2、FRL-3-3 工况下的墩梁相对位移最大值分别为 83、78、69 cm, FRL-4-1、FRL-4-2、FRL-4-3 工况下的墩梁相对位移最大值分别为 90、72、75 cm。断层位置和地面永久位移相同时,计算得到的墩梁相对位移却不同,这是由于进行基线校正后的地震动峰值加速度不同,尽管基线校正后地震动的地面永久位移相同,但是峰值速度和峰值加速度不同,导致计算的墩梁相对位移相差较大。因此,进行弹塑性分析和多项式拟合时应采用人工合成地震动工况计算的墩梁相对位移,人工合成地震动的峰值加速度比较小,能够很好地反映跨断层地震动的地面永久位移与墩梁相对位移的关系。

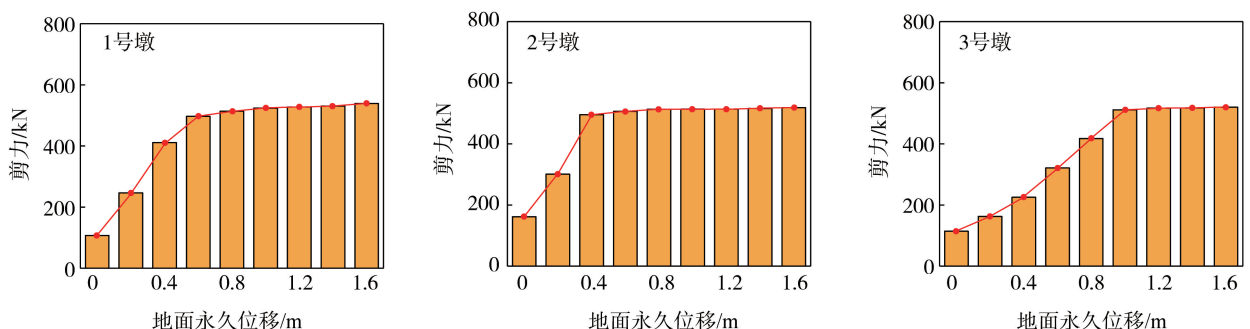
由工况 FRL-1-4、FRL-1-5、FRL-1-6、FRL-2-4、FRL-2-5、FRL-2-6、FRL-3-4、FRL-3-5、FRL-3-6 和 FRL-4-4、FRL-4-5、FRL-4-6 的计算结果分析可知,该桥的墩梁相对位移与地震动的地面永久位移大致呈线性关系,当断层在第 1 跨时,墩梁相对位移最大值为 64、62、65 cm;断层在第 2 跨时,墩梁相对位移最大值为 57、57、58 cm;断层在第 3 跨时,墩梁相对位移最大值为 57、56、59 cm;断层在第 4 跨时,墩梁相对位移最大值为 63、62、64 cm。当 d_{TD} 为 0 时,桥梁的墩梁相对位移比较小,随着 d_{TD} 的增加,墩梁相对位移逐渐增加且增加较为明显,这是由于人工合成的地震动峰值位移和地面永久位移比较接近,不同的地面永久位移对应着不同的峰值位移,故 d_{TD} 的变化对墩梁相对位移的影响较大。

3.3 抗剪能力分析

通过该桥的设计图纸可知,桥墩的螺旋箍筋面积为 3.695 cm^2 ,箍筋抗拉强度设计值为 360 MPa,箍筋间距为 15 cm,螺旋箍筋环的直径为 165 cm。规范计算出该桥的桥墩塑性铰区剪切强度为 1953.7 kN,剪力设计值为 481.6 kN,塑性铰区的剪力设计值小于剪切强度。由于跨断层地震动的滑冲效应会增大桥梁结构的地震响应,因此需分析该桥在跨断层地震作用下桥墩塑性铰区的抗剪强度验算能否通过,图 8 为跨断层地震作用下 d_{TD} 为 0~1.6 m 的塑性铰区最大平均剪力。



(a) 工况FRL-1



(b) 工况FRL-2

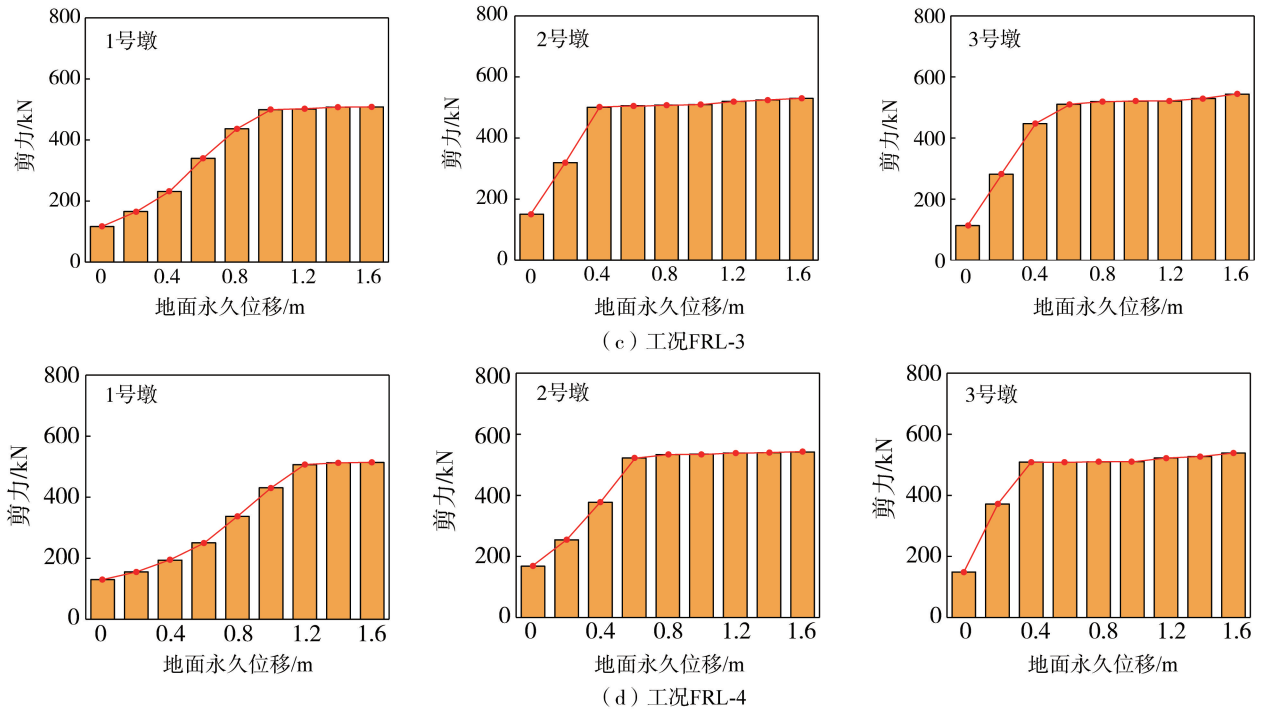


图8 跨断层地震作用下塑性铰区最大剪力

Fig. 8 The maximum shear force in the plastic hinge zone under cross fault seismic action

由图8可知,随着地面永久位移的不断增大,墩底塑性铰区的剪力也呈正相关趋势。当断层在第1跨时,1号墩塑性铰区的剪力增加最快,当断层在第2跨和第3跨时,2号墩塑性铰区的剪力增加最快,当断层在第4跨时,3号墩塑性铰区的剪力增加最快,说明断层位置会对桥梁的地震响应造成影响,离断层越近,桥梁的地震响应越大。由于篇幅限制,表3仅列出 $d_{TD}=1.6\text{ m}$ 的抗剪强度验算结果。

表3 $d_{TD}=1.6\text{ m}$ 的跨断层地震作用下塑性铰区抗剪强度验算Table 3 Calculation of shear strength of plastic hinge zone under cross fault seismic action with $d_{TD}=1.6\text{ m}$

工况	1号墩剪力/kN	2号墩剪力/kN	3号墩剪力/kN	剪切强度/kN	最大剪力/剪切强度
FRL-1-1	761.1	839.1	731.5	1953.7	0.43
FRL-1-2	683.2	725.0	675.4	1953.7	0.37
FRL-1-3	683.2	746.7	724.1	1953.7	0.38
FRL-1-4	533.2	544.1	515.8	1953.7	0.28
FRL-1-5	528.6	519.3	515.8	1953.7	0.27
FRL-1-6	539.8	547.1	530.1	1953.7	0.28
FRL-2-1	841.3	784.1	843.6	1953.7	0.43
FRL-2-2	838.3	740.7	660.7	1953.7	0.43
FRL-2-3	977.8	715.0	670.3	1953.7	0.50
FRL-2-4	536.3	549.0	525.2	1953.7	0.28
FRL-2-5	538.7	518.6	509.9	1953.7	0.28
FRL-2-6	524.4	527.4	532.5	1953.7	0.27
FRL-3-1	964.8	904.8	728.6	1953.7	0.49
FRL-3-2	835.3	908.9	709.0	1953.7	0.43
FRL-3-3	1073.4	867.6	775.3	1953.7	0.55
FRL-3-4	538.8	520.7	536.9	1953.7	0.28
FRL-3-5	507.1	520.7	543.9	1953.7	0.26
FRL-3-6	531.1	537.1	535.1	1953.7	0.27
FRL-4-1	1002.8	877.9	953.5	1953.7	0.51
FRL-4-2	871.4	970.1	934.2	1953.7	0.50
FRL-4-3	1086.8	923.2	834.4	1953.7	0.56
FRL-4-4	536.0	531.5	542.5	1953.7	0.28
FRL-4-5	512.8	542.1	538.5	1953.7	0.28
FRL-4-6	524.9	546.2	544.8	1953.7	0.28

由表 3 可知,基线校正实测地震动作用下的剪力大于合成地震动,这是由于基线校正的时程曲线中存在较大的峰值位移和峰值加速度,对结构地震响应的影响较大,而合成地震动时程曲线中的地面永久位移与峰值位移比较接近,并且峰值加速度较小,所以两类地震动作用下的剪力差异较大。

工况 FRL-1-1、FRL-1-1、FRL-1-3、FRL-2-1、FRL-2-2、FRL-2-3、FRL-3-1、FRL-3-2、FRL-3-3 和 FRL-4-1、FRL-4-2、FRL-4-3 的最大剪力/剪切强度平均值为 0.47, FRL-1-4、FRL-1-5、FRL-1-6、FRL-2-4、FRL-2-5、FRL-2-6、FRL-3-4、FRL-3-5、FRL-3-6 和 FRL-4-4、FRL-4-5、FRL-4-6 的最大剪力/剪切强度平均值为 0.28,塑性铰区的最大剪力小于剪切强度,该桥在跨断层地震作用下桥墩塑性铰区的抗剪强度验算满足抗震设计规范要求。

3.4 弹性分析

该桥的墩底塑性铰的纤维模型和弯矩-曲率曲线如图 9 所示。由图可知,墩底塑性铰的有效屈服弯矩为 11950 kN·m,极限弯矩为 12040 kN·m,有效屈服曲率为 0.002 333,极限曲率为 0.028 28,塑性铰的极限转角为 0.031 14 rad。为了使研究结果更加准确,排除地震动峰值位移和峰值加速度对墩梁相对位移的影响,以下仅分析人工合成地震动作用下的塑性铰滞回曲线和塑性铰破坏前的墩梁相对位移。人工合成地震动作用下桥墩的塑性铰滞回曲线如图 10 所示。

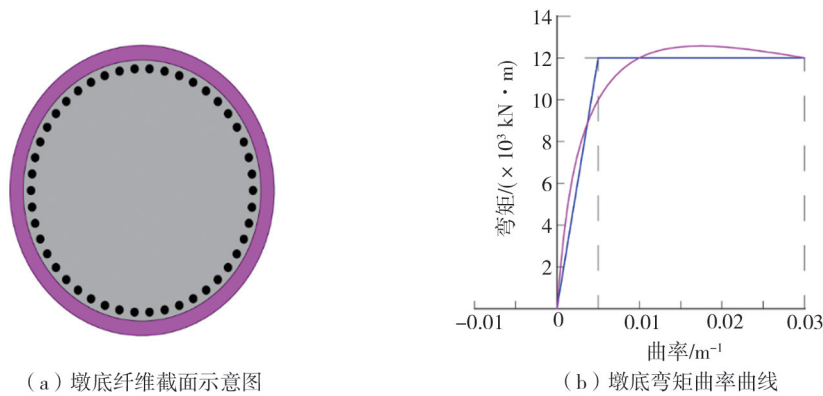
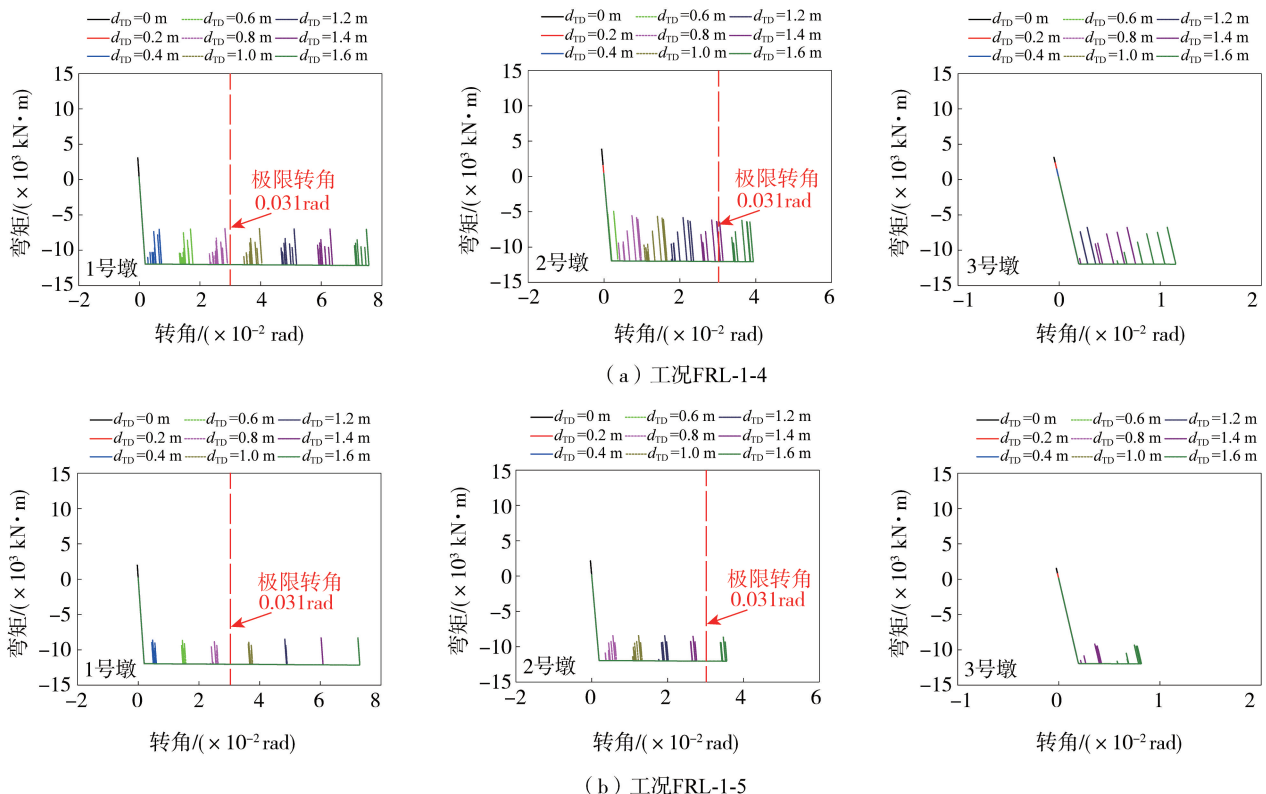
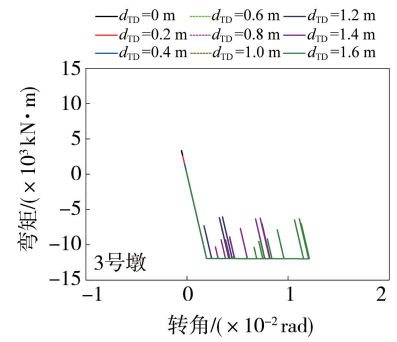
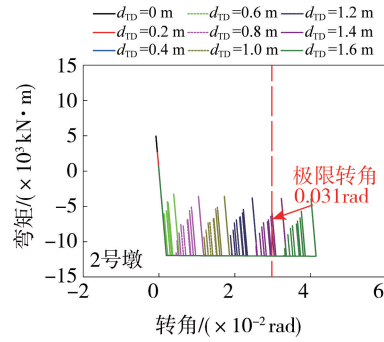
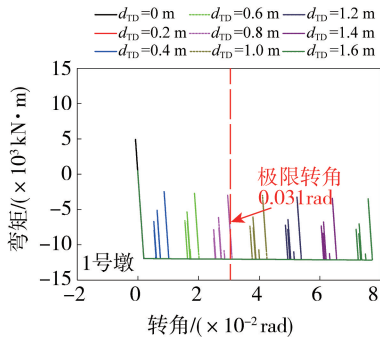


图 9 墩底塑性铰纤维截面及弯矩-曲率曲线示意

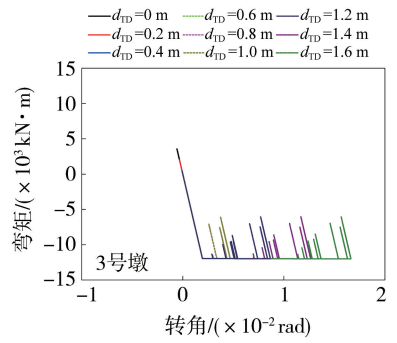
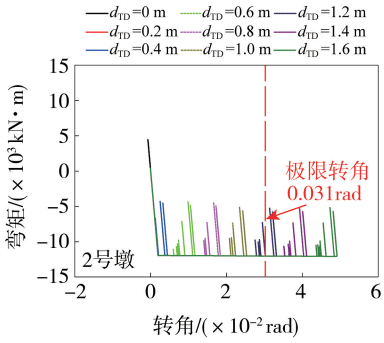
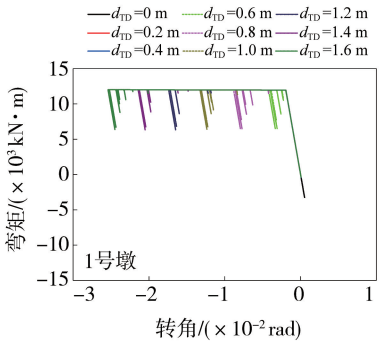
Fig. 9 Schematic diagram of plastic hinge fiber section and bending moment curvature curves at pier bottom



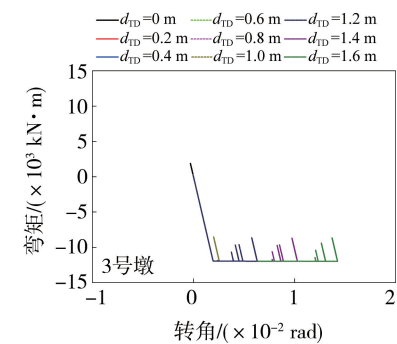
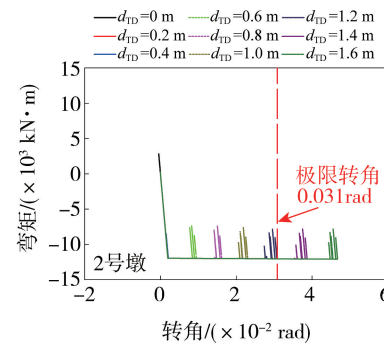
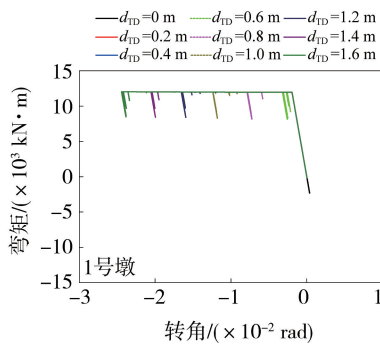
(b) 工况FRL-1-5



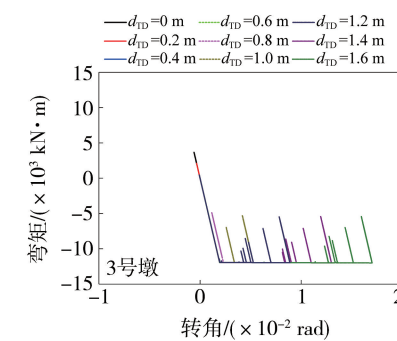
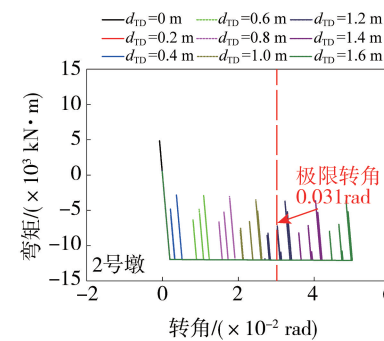
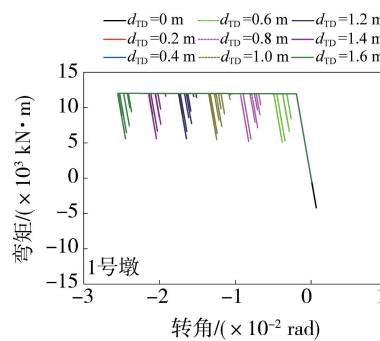
(c) 工况FRL-1-6



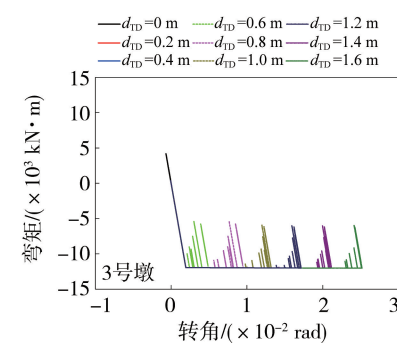
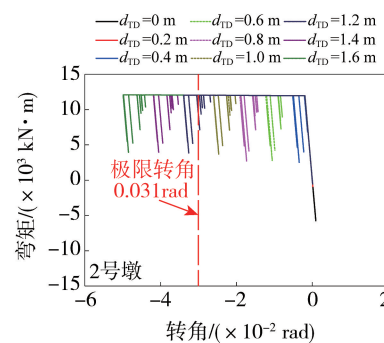
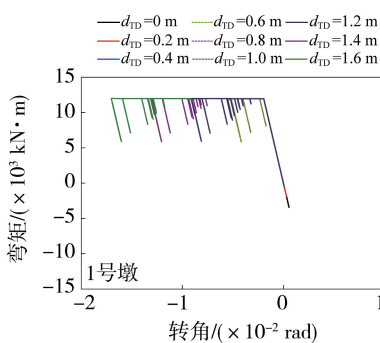
(d) 工况FRL-2-4



(e) 工况FRL-2-5



(f) 工况FRL-2-6



(g) 工况FRL-3-4

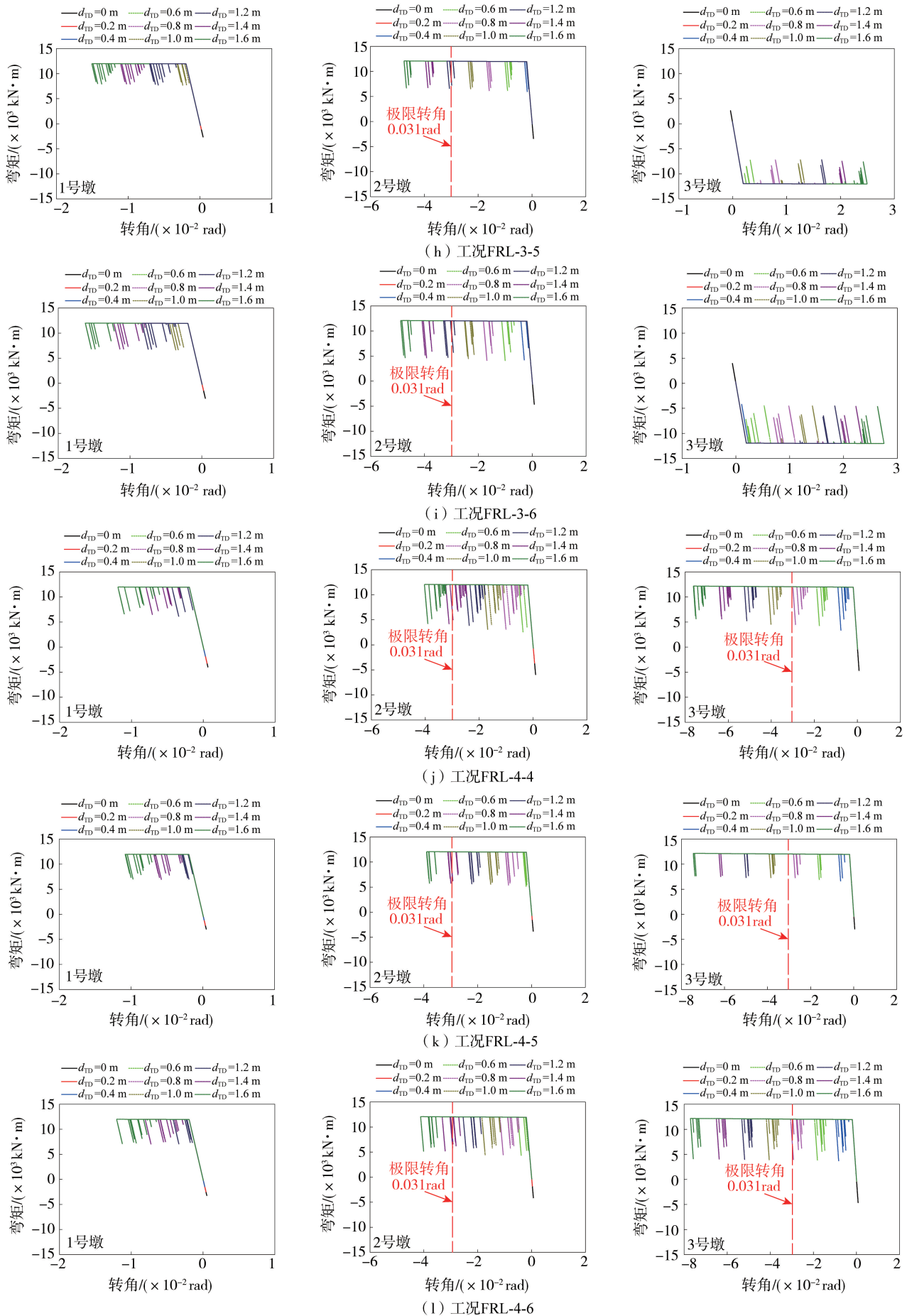


图 10 人工合成地震动作用下塑性铰滞回曲线

Fig. 10 Plastic hinge hysteresis curves under artificially synthesized seismic motion

由图10可知,随着 d_{TD} 的增加,桥墩由弹性进入塑性,同时出现塑性铰,当 d_{TD} 继续增大时,墩底塑性铰的最大转角超过极限转角,桥墩发生破坏。通过图10(a)~(c)可知,断层在第1跨时,1号墩和2号墩的塑性铰最大转角在地面永久位移 ≥ 1.0 m时超过极限转角,桥墩破坏。3号墩在 d_{TD} 达到1.6 m时,塑性铰的转角仍小于极限转角。图10(d)~(i)为断层在第2跨和第3跨时的塑性铰滞回曲线, $d_{TD} \geq 1.4$ m时,2号墩塑性铰最大转角超过极限转角,桥墩发生破坏,1号墩和3号墩塑性铰的转角随着 d_{TD} 的增加始终小于极限转角。图10(j)~(l)为断层在第4跨时的塑性铰滞回曲线, $d_{TD} \geq 1.0$ m时,2号墩和3号墩的塑性铰最大转角超过极限转角,桥墩发生破坏,1号墩塑性铰的转角随着 d_{TD} 的增加始终小于极限转角。

当 d_{TD} 为1.6 m时,FRL-1-1、FRL-1-2、FRL-1-3工况下的塑性铰最大转角分别为0.08、0.07、0.08 rad;FRL-2-1、FRL-2-2、FRL-2-3工况下的塑性铰最大转角分别为0.05、0.05、0.05 rad;FRL-3-1、FRL-3-2、FRL-3-3工况下的塑性铰最大转角分别为0.05、0.05、0.05 rad;FRL-4-1、FRL-4-2、FRL-4-3工况下的塑性铰最大转角分别为0.08、0.07、0.08 rad。断层在第1跨和第4跨的塑性铰最大转角大于断层在第2跨和第3跨。

断层在第2跨时,1号墩与2、3号墩的弯矩和塑性铰转角相反,这是由于1号墩位于下盘,2、3号墩位于上盘,上盘、下盘输入地震动的方向相反,故相邻两桥墩的弯矩和塑性铰转角相反。同理,当断层在第3跨时,1、2号墩位于下盘位置,3号墩位于上盘位置,3号墩与1、2号墩的弯矩和塑性铰转角也相反。跨断层地震动由于地面永久位移的存在,结构的地震响应会出现漂移现象,塑性铰区的弯矩和转角也会发生漂移,从而导致塑性铰往同一方向发展。

3.5 搭接长度分析

桥墩进入塑性后,进一步增加地面永久位移会使塑性铰的最大转角超过极限转角,桥墩发生破坏,导致塑性铰转角超过极限转角后的位移计算结果不准确,所以需确定塑性铰转角刚达到极限转角的时间,计算此时间段内的墩梁相对位移。表4为塑性铰转角达到极限转角时刻。

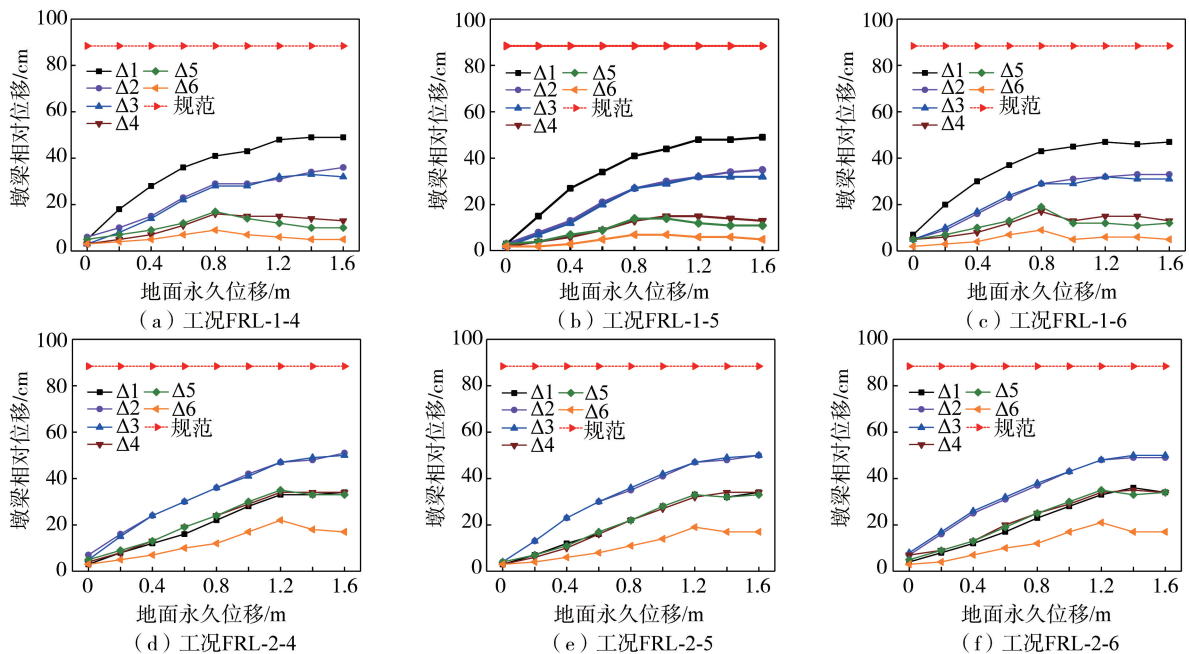
表4 塑性铰转角达到极限转角的时刻

Table 4 The moment when the plastic hinge angle reaches the limit angle

s

工况	地面永久位移 d_{TD} /m				工况	地面永久位移 d_{TD} /m			
	1.0	1.2	1.4	1.6		1.0	1.2	1.4	1.6
FRL-1-4	33.865	33.340	33.020	32.790	FRL-3-4	—	—	33.935	33.420
FRL-1-5	33.835	33.305	33.010	33.800	FRL-3-5	—	—	33.830	33.450
FRL-1-6	33.835	33.305	32.970	32.775	FRL-3-6	—	—	33.795	33.460
FRL-2-4	—	—	33.840	33.440	FRL-4-4	33.505	33.205	32.985	32.780
FRL-2-5	—	—	33.815	33.420	FRL-4-5	33.805	33.255	32.940	32.810
FRL-2-6	—	—	34.010	33.400	FRL-4-6	33.800	33.145	33.045	32.835

由表4可知,断层在边跨时,塑性铰的最大转角在 d_{TD} 为1.0 m达到极限转角,断层在中跨时,塑性铰的最大转角在 d_{TD} 为1.4 m达到极限转角。通过塑性铰转角达到极限转角时刻可得到塑性铰破坏前的墩梁相对位移,跨断层地震作用下塑性铰破坏前的墩梁相对位移如图11所示。



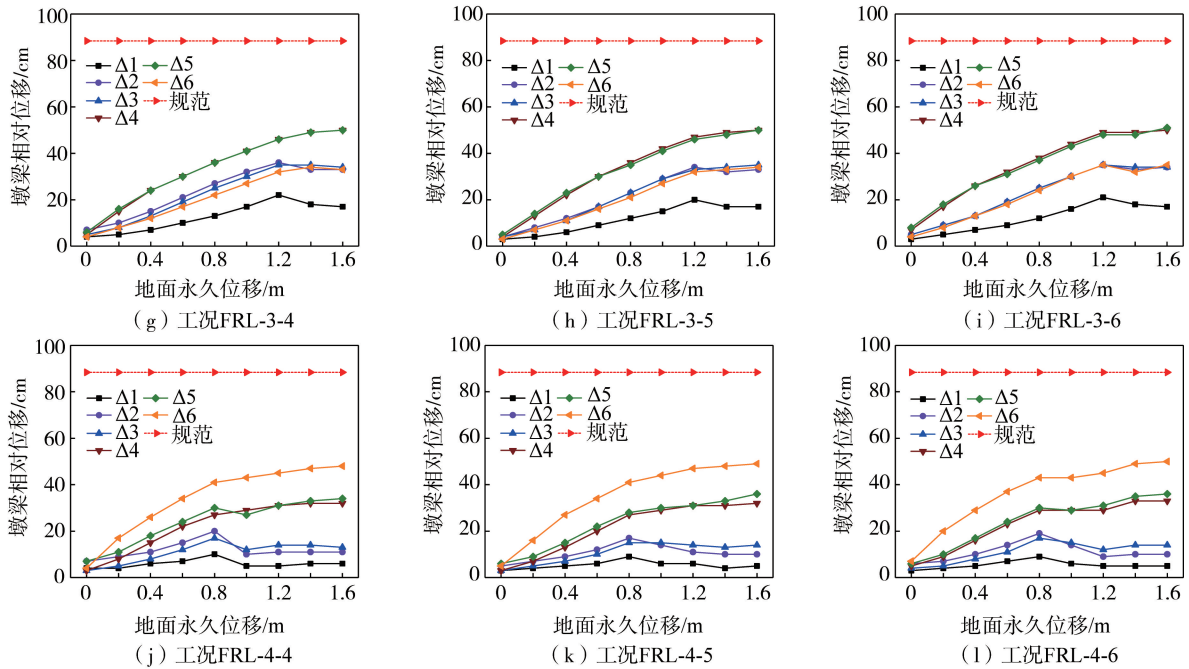


图 11 塑性铰破坏前的墩梁相对位移

Fig. 11 Relative displacement of pier beam before plastic hinge failure

由图 11 可知,当断层在第 1 跨时,Δ1 处塑性铰破坏前的墩梁相对位移最大值为 49 cm;当断层在第 2 跨时,Δ2 和 Δ3 处塑性铰破坏前的墩梁相对位移最大值为 51、50 cm;当断层在第 3 跨时,Δ4 和 Δ5 处塑性铰破坏前的墩梁相对位移最大值为 50、51 cm;当断层在第 4 跨时,Δ6 处塑性铰破坏前的墩梁相对位移最大值为 50 cm。无论断层在哪一跨,全桥的墩梁相对位移先增大然后保持在 50 cm 左右,远小于规范搭接长度计算的 88.4 cm。

3.6 多项式拟合

将地面永久位移作为自变量,塑性铰破坏前的墩梁相对位移最大值作为函数,然后基于最小二乘法分别进行多项式拟合,多项式的拟合结果如图 12 和表 5 所示。

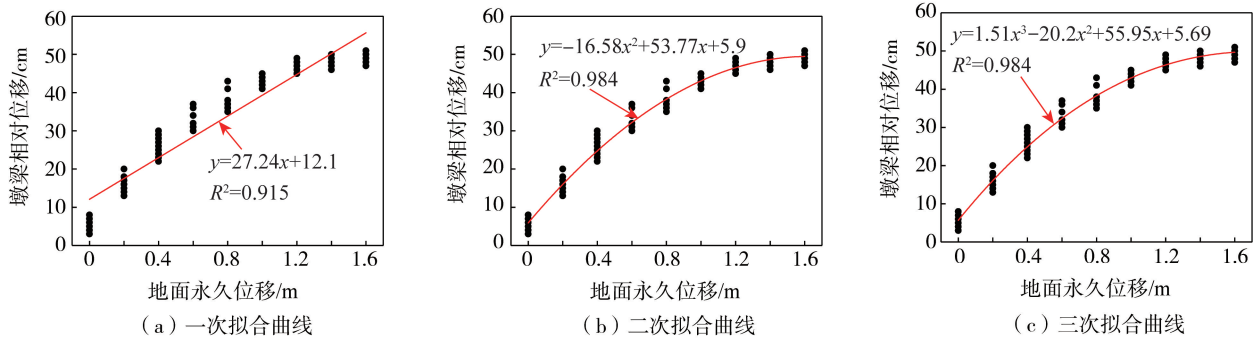


图 12 最小二乘法拟合

Fig. 12 The least squares fitting

表 5 拟合多项式

Table 5 Fitting polynomial

拟合多项式	残差平方和	R^2
$y_1 = 27.24x + 12.1$	2979.52	0.914
$y_2 = -16.58x^2 + 53.77x + 5.9$	539.91	0.984
$y_3 = 1.51x^3 - 20.2x^2 + 55.95x + 5.69$	536.17	0.984

注:y 为搭接长度(cm); x 为地面永久位移 d_{TD} (m)。

由图 12 和表 5 可知,线性拟合的残差平方和与 R^2 分别为 2979.52 和 0.914,二次多项式拟合的残差平方和与 R^2 值分别为 539.91、0.984,三次多项式拟合的残差平方和与 R^2 值分别为 536.17、0.984。拟合的二次多

项式与一次多项式拟合结果相比,残差平方和减小了 2439.61, R^2 增加了 0.07,但相较于三次多项式拟合,残差平方和仅增大了 3.74, R^2 比较接近,说明二次多项式拟合已经达到比较好的效果。当 d_{TD} 为 1.6 m 时,塑性铰破坏前的墩梁相对位移为 49.5 cm,约占规范计算搭接长度的 56%,说明在峰值加速度比较小的情况下,跨断层地震作用下简支梁桥的搭接长度需求满足规范要求。

4 结论

本文建立了跨断层简支梁桥的弹塑性分析模型,分析了跨断层简支梁桥的地震响应,通过时程分析、弹塑性分析和抗剪分析,研究跨断层简支梁桥的搭接长度需求,并基于最小二乘法分析了塑性铰破坏前墩梁相对位移与地面永久位移的关系。得到以下主要结论:

1) 断层位置会影响结构的地震响应,靠近断层的地方受到地震影响更大。基线校正的地震动在地面停止振动前存在较大的峰值位移和峰值加速度,地面永久位移的变化对简支梁桥的动力响应结果影响较小,人工合成地震动的地面永久位移与位移峰值接近,地面永久位移的变化对简支梁桥的动力响应结果影响较大。

2) 塑性铰区的剪力随着地面永久位移的增加而增大,当 d_{TD} 为 1.6 m 时,最大剪力/剪切强度平均值为 0.47,塑性铰区的最大剪力小于剪切强度,该简支梁桥在跨断层地震作用下桥墩塑性铰区的抗剪强度验算满足抗震设计规范要求。

3) 断层在边跨和中跨时,塑性铰的最大转角分别在 d_{TD} 达到 1.0 m 和 1.4 m 超过极限转角,桥墩发生破坏。跨断层地震动由于会出现地面永久位移,桥梁的地震响应会发生漂移现象,桥墩塑性铰区的弯矩和转角也会发生漂移,从而导致塑性铰只往一个方向发展。

4) 无论断层在哪一跨,塑性铰破坏前的墩梁相对位移先增大后保持在 50 cm 左右,远小于规范计算的 88.4 cm。二次多项式拟合的残差平方和与 R^2 值分别为 539.91、0.984,当 d_{TD} 为 1.6 m 时,塑性铰破坏前的墩梁相对位移为 49.5 cm,约占规范计算搭接长度的 56%,说明在峰值加速度较小的情况下,跨断层地震作用下简支梁桥的搭接长度需求满足规范要求。

参考文献:

- [1] 贾宏宇, 杨健, 郑史雄, 等. 跨断层桥梁抗震综述[J]. 西南交通大学学报, 2021, 56(5): 1075-1093.
JIA Hongyu, YANG Jian, ZHENG Shixiong, et al. A review on aseismic bridges crossing fault rupture regions[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2021, 56(5): 1075-1093. (in Chinese)
- [2] YANG S, MAVROEIDIS G P. Bridges crossing fault rupture zones: A review[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 113: 545-571.
- [3] 周海涛, 张立成, 王连山. 利用唐山地震台资料研究唐山断裂活动特征[J]. 震灾防御技术, 2018, 13(4): 931-937.
ZHOU Haitao, ZHANG Licheng, WANG Lianshan. Activity of Tangshan fault based-on monitoring data from Tangshan seismic station[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2018, 13(4): 931-937. (in Chinese)
- [4] SHIN T C. An overview of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2004, 91(5): 895-913.
- [5] 王东升, 孙治国, 郭迅, 等. 汶川地震桥梁震害经验及抗震研究若干新进展[J]. 公路交通科技, 2011, 28(10): 44-53.
WANG Dongsheng, SUN Zhiguo, GUO Xun, et al. Lessons learned from Wenchuan seismic damages and recent research on seismic design of highway bridges[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(10): 44-53. (in Chinese)
- [6] 王龙, 李小军, 杨理臣. 青海玛多 7.4 级地震震害断裂特性及工程震害成因分析研究[J]. 应用基础与工程科学学报. 2021: 1-10.
WANG Long, LI Xiaojun, YANG Lichen. Earthquake damage characteristics of the Maduo M_s 7.4 earthquake in Qinghai Province[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2021: 1-10. (in Chinese)
- [7] PAMUK A, KALKAN E, LING H I. Structural and geotechnical impacts of surface rupture on highway structures during recent earthquakes in Turkey[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2005, 25(7/8/9/10): 581-589.
- [8] GOEL R K, CHOPRA A K. Linear analysis of ordinary bridges crossing fault-rupture zones[J]. Journal of Bridge Engineering, 2009, 14(3): 203-215.
- [9] GOEL R K, CHOPRA A K. Nonlinear analysis of ordinary bridges crossing fault-rupture zones[J]. Journal of Bridge Engineering, 2009, 14(3): 216-224.
- [10] 王文明, 易思银, 田利, 等. 跨越断层地震动对结构地震反应的研究进展[J]. 地震工程学报, 2017, 39(3): 578-586.
WANG Wenming, YI Siyin, TIAN Li, et al. Research progress of seismic responses on engineering structures crossing faults[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, 39(3): 578-586. (in Chinese)
- [11] ZHANG F, LI S, ZHAO T Y, et al. Seismic cable restrainer design method to control the large-displacement response for multi-span simply supported bridges crossing fault rupture zones[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, 149: 106881.
- [12] 惠迎新, 王克海. 基于多点激励位移输入模型的跨断层桥梁地震动输入方法[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2015, 45(3): 557-562.

- HUI Yingxin, WANG Kehai. Earthquake motion input method for bridges crossing fault based on multi-support excitation displacement input model[J]. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, 2015, 45(3): 557-562. (in Chinese)
- [13] LIN Y Z, ZONG Z H, TIAN S Z, et al. A new baseline correction method for near-fault strong-motion records based on the target final displacement[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018, 114: 27-37.
- [14] YANG S, MAVROEIDIS G P, UCAK A, et al. Effect of ground motion filtering on the dynamic response of a seismically isolated bridge with and without fault crossing considerations[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017, 92: 183-191.
- [15] 王敏. 分级地震作用下跨断层高铁简支梁桥行车安全研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2019.
- WANG Min. Research on running safety of fault-crossing simply-supported girder bridge of high-speed railway under earthquakes with different intensities[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2019. (in Chinese)
- [16] HAO H. A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1998, 27(1): 91-103.
- [17] 朱文正, 刘健新, 陈淮. 梁桥搁置长度的计算方法比较[J]. *世界地震工程*, 2004, 20(3): 152-155.
- ZHU Wenzheng, LIU Jianxin, CHEN Huai. Comparison of calculation methods for adequate seated length of beam bridge[J]. *World Earthquake Engineering*, 2004, 20(3): 152-155. (in Chinese)
- [18] WU S W. Unseating mechanism of a skew bridge with seat-type abutments and a simplified method for estimating its support length requirement[J]. *Engineering Structures*, 2019, 191: 194-205.
- [19] JTG/T 2231-01—2020 公路桥梁抗震设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2020.
- JTG/T 2231-01—2020 Specifications for seismic design of highway bridges[S]. Beijing: China Communications Press, 2020. (in Chinese)
- [20] 刘铁林, 张世玉, 李文博. 正弦行波激励下单层对称框架结构扭转响应的解析解[J]. *地震工程与工程振动*, 2019, 39(5): 67-77.
- LIU Tielin, ZHANG Shiyu, LI Wenbo. Analytical solutions for torsional response of single-story symmetric frame structure subjected to sinusoidal wave passage excitation[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2019, 39(5): 67-77. (in Chinese)
- [21] JIA H Y, LAN X L, ZHENG S X, et al. Assessment on required separation length between adjacent bridge segments to avoid pounding[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, 120: 398-407.
- [22] 何立翔, 任伟新, 王宁波, 等. 空间多点地震作用下桥梁结构碰撞响应振动台试验研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2016, 36(1): 24-34.
- HE Lixiang, REN Weixin, WANG Ningbo, et al. Experimental study on seismic pounding response of bridge structures subjected to spatially varying ground motions by shake table test[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2016, 36(1): 24-34. (in Chinese)
- [23] 岳伟勤, 贾宏宇, 吴芮, 等. 远场地震下多跨简支梁桥搭接长度需求分析[J]. *铁道标准设计*, 2023, 67(1): 144-151.
- YUE Weiqin, JIA Hongyu, WU Rui, et al. Demand analysis of support length of multi-span simply supported beam bridge under far-field earthquake[J]. *Railway Standard Design*, 2023, 67(1): 144-151. (in Chinese)
- [24] 盛兆琦, 胡进军, 谢礼立. 跨断层工程输入地震动模拟及其应用研究进展[J]. *地震工程与工程振动*, 2023, 43(1): 1-13.
- SHENG Zhaoqi, HU Jinjun, XIE Lili. Review on the simulation of input ground motion for fault-crossing structure and its application[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2023, 43(1): 1-13. (in Chinese)
- [25] YANG S, MAVROEIDIS G P, UCAK A. Analysis of bridge structures crossing strike-slip fault rupture zones: A simple method for generating across-fault seismic ground motions[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2020, 49(13): 1281-1307.
- [26] KAMAI R, ABRAHAMSON N, GRAVES R. Adding fling effects to processed ground-motion time histories[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2014, 104(4): 1914-1929.
- [27] 于海英, 王文斌, 解全才, 等. 基于长短期记忆模型 LSTM 的近断层强震动记录零基线校正方法[J]. *地震工程与工程振动*, 2022, 42(4): 35-42.
- YU Haiying, WANG Wenbin, XIE Quancai, et al. Zero baseline correction method of near-fault strong motion recording based on long-short-term memory model LSTM[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2022, 42(4): 35-42. (in Chinese)
- [28] 周龙龙, 陈辉国, 雷屹欣, 等. 基于高低频混合模型的近断层脉冲型地震动的模拟[J]. *地震工程与工程振动*, 2022, 42(6): 162-170.
- ZHOU Longlong, CHEN Huiguo, LEI Yixin, et al. Simulation of near-fault pulse ground motion based on high-low frequency hybrid models[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2022, 42(6): 162-170. (in Chinese)
- [29] HARRIS R A, BARALL M, ANDREWS D J, et al. Verifying a computation method for predicting extreme ground motion[J/OL]. *Seismological Research Letters*, 2011: 638-644 [2023-06-02]. https://xueshu.baidu.com/usercenter/paper/show?paperid=1a7k0ca0vr3n0gv0w24p06w0c2086447&site=xueshu_se.