

汶川地震回澜立交桥震害成因分析

孟杰¹, 刘钊², 张建东³

(1. 林同棧国际工程咨询(中国)有限公司, 重庆 401121; 2. 东南大学 土木工程学院, 南京 210096

3. 江苏省交通科学研究院股份有限公司, 南京 210096)

摘要: 绵竹市回澜立交桥为典型的小曲率半径梁桥, 在汶川地震中该桥桥墩普遍出现塑性铰压溃破坏。基于对回澜立交匝道桥的震害情况调查, 建立桥梁三维动力数值模型, 进行了动力特性及动力时程分析, 在时程分析中考虑了材料弹塑性、边界碰撞效应以及支座滑移效应等关键非线性因素, 并研究了各因素对桥梁地震动响应的影响, 最后, 基于定性分析与定量分析的结论, 得到了回澜立交匝道桥的震害成因。

关键词: 汶川地震; 回澜立交桥; 震害成因分析; 曲线梁桥

中图分类号: U448.2

文献标志码: A

DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2014.12.017

Causation analysis of seismic failure for huilan flyover under wenchuan earthquake

MENG Jie¹, LIU Zhao², ZHANG Jian-dong³

(1. T. Y. Lin. International Engineering Consulting (China) CO., Ltd, Chongqing 401121, China;

2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China;

3. JiangSu Transportation research institute CO., Ltd, Nanjing 210096, China)

Abstract: The devastating Wenchuan earthquake caused substantial flexural failure of Huilan flyover located in Mianzhu City of Sichuan Province, China. Based on the investigation of the bridge damage, a three-dimensional mathematical model for eigenvalue analysis and non-linear time-history dynamic analysis was established. In nonlinear time-history analysis, the effects of elasto-plastic feature of material, boundary pounding and slippage of bearings on the seismic response of the flyover were studied with sensitivity analysis. Finally, based on the conclusions of qualitative and quantitative analysis, the seismic failure causes of Huilan flyover were obtained.

Key words: wenchuan earthquake; huilan flyover; causation analysis of seismic failure; curved bridge

回澜立交桥是绵竹市回澜大道上的一座跨越铁路货场的城市立交桥。该桥包括主道桥、辅道桥以及 A、B、C 及 D 四个螺旋匝道, 如图 1 所示。

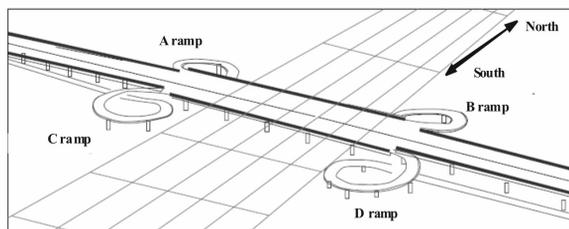


图 1 回澜立交桥总体布置图

Fig. 1 General layout for Huilan flyover



图 2 回澜立交桥匝道典型震害

Fig. 2 Plastic failure at top zone of columns

在汶川地震中, 回澜立交两侧匝道严重损坏, 主要表现为固接墩墩顶塑性铰的普遍开展。不少学者在震后对该桥震害进行了实地踏勘^[1-2], 并进行了定性分析。回澜立交桥是典型的小曲率半径曲线梁桥, 本文根据桥梁实际震害情况展开定性分析与定量分析, 并得到了桥梁的震害成因。

1 回澜立交匝道结构及震害概况

回澜立交桥共4个螺旋形匝道桥,均为连续曲线梁桥,曲线半径为20.25 m,如图1所示。匝道桥的上部结构为RC混凝土箱梁,梁宽4.5 m,高0.95 m。墩柱均为0.8 m直径的独柱墩,下设1.2 m直径桩基,桥墩高度变化范围为3.25-6.20 m;各墩柱配筋形式一致,纵向钢筋直径25 mm沿圆周均匀布置20根,箍筋直径为12 mm,箍筋间距为20 cm,仅在墩底箍筋间距加密至10 cm。柱顶与梁体之间的支承形式,采用双向活动盆式橡胶支座与整体现浇固接相间隔的方式,A、C匝道各有5个固接墩,B、D匝道各有4个固接墩,两端伸缩缝处设置双四氟滑板支座。回澜立交两侧匝道震害主要表现为固接墩墩顶塑性铰的普遍开展,如图2所示。图3为回澜立交桥震后墩顶塑性铰的位置分布图。

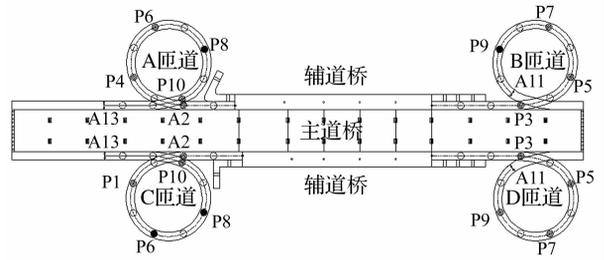


图3 回澜立交桥匝道震后塑性铰位置分布图

Fig. 3 Connection form detail and plastic failure distribution of Huilan Flyover

(注:○代表设置支座;●代表墩顶固接;●代表固接墩墩顶压碎出现塑性铰)

2 地震动输入

绵竹清平台站位于回澜立交桥西北方,直线距离约为25 km,是距离桥位最近的地震台站,该台站记录到的地震动时程记录,如图4所示。

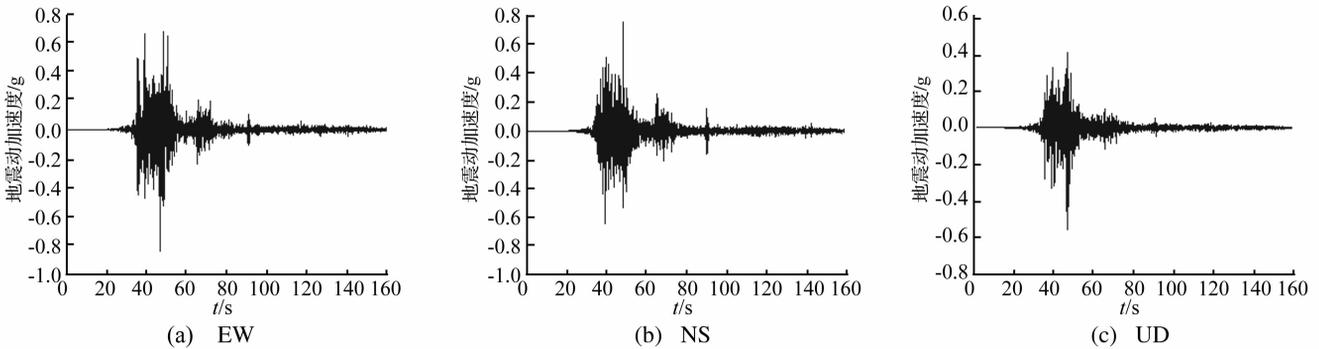


图4 汶川地震中的地震动时程记录(清平台站)

Fig. 4 Time history records for Wenchuan earthquake from Qingping station

从地震动时程记录来看,地震动持时约为160 s,地震动能量主要集中于30-60 s之间,EW方向、NS方向和UD方向的峰值加速度分别为0.824 g、0.803 g和0.623 g,水平方向地震动分量峰值加速度接近,竖向地震动分量峰值加速度最小。

3 模型建立

考虑到A、B、C及D四个匝道震害情况总体趋势较一致,如图3所示,以A匝道模型为例,采用空间三维梁单元模型展开计算分析。计算模型中,考虑了结构材料及边界的非线性效应,桩土效应采用文克尔弹簧模型^[3]来模拟,如图5所示。

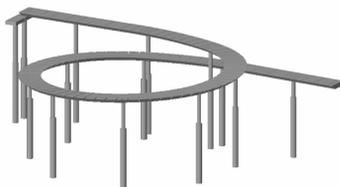


图5 回澜立交桥A匝道有限元模型
Fig. 5 Analysis model of A ramp

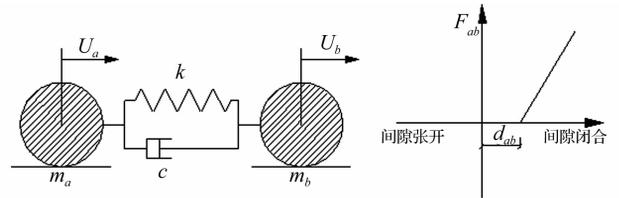


图6 Kelvin接触单元模型

Fig. 6 Kelvin impact model

3.1 边界碰撞模型

在地震作用下,匝道桥两端伸缩缝可能会发生碰撞。结构间的碰撞效应通常采用由线性碰撞弹簧与阻尼器并联而成的Kelvin接触单元模拟^[4-6],该模型以碰撞弹簧来模拟撞击力,以阻尼器来模拟碰撞过程中的耗能,如图6所示。两质点 m_a 与 m_b 之间的碰撞力 F_{ab} 可表示为:

$$F_{ab} = K_{ab}D_{ab} + C_{ab}\dot{D}_{ab} \quad (1)$$

$$D_{ab} = |u_a - u_b| - d_{ab} \geq 0 \quad (2)$$

式中, u_a 、 u_b 分别代表质点 m_a 与 m_b 的地震动绝对位

移; d_{ab} 为质点 m_a 与 m_b 的初始间隙。碰撞是一个复杂的能量耗散过程,碰撞刚度与接触面形状、材料特性以及碰撞速度相关,因此本文采用敏感性分析对碰撞刚度展开分析。碰撞阻尼系数可表示为^[7-8]:

$$C_{ab} = 2\zeta \sqrt{K_{ab} m_a m_b (m_a + m_b)} \quad (3)$$

式中, ζ 代表结构阻尼比,取为 5%。

3.2 桥梁支座模型

双向活动盆式橡胶支座及桥台位置的滑板支座均依靠顶部钢板与四氟乙烯板之间的低摩擦系数来释放结构位移。结构非线性分析时,模型中可采用刚塑性模型来模拟,如图 7 所示,其中 F_{max} 为支座最大滑动摩擦力, X_y 为初始滑动位移,一般取为 3 mm^[9]。

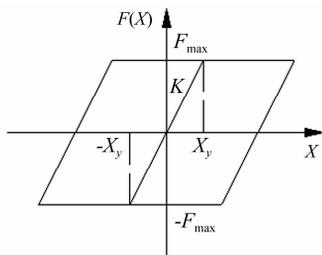


图 7 支座连接刚塑性模型

Fig. 7 model for bearing slippage

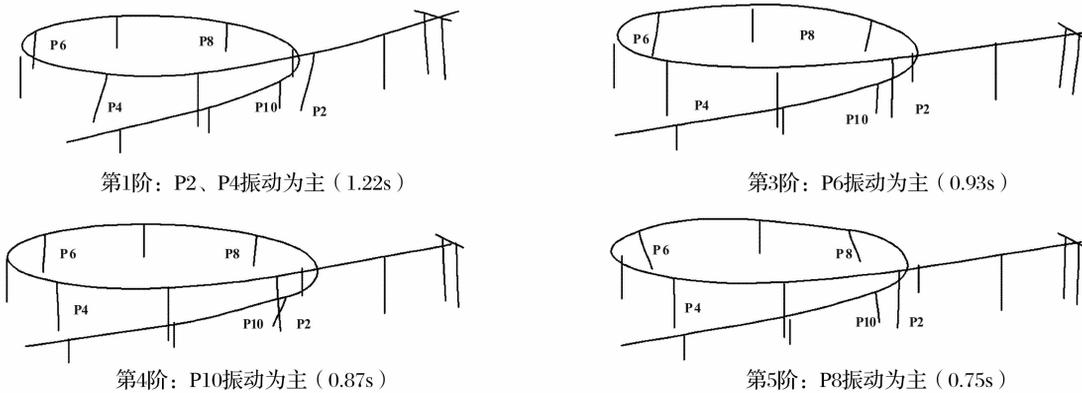


图 9 A 匝道桥振动模态

Fig. 9 Key modes for A ramp

墩柱与梁体之间的支承形式,采用双向活动盆式橡胶支座与整体现浇固接相间隔的方式,动力特性分析中忽略铰接墩受力,这样匝道桥动力特性主要受各固接墩抗侧刚度影响。在不同模态下将反映出以不同固接墩振动为主的模态,总体上表现出墩高较高的固接墩振动出现在低阶模态;墩高较低的固接墩振动出现在高阶模态,如图 9 所示。

汶川地震中回澜立交两侧匝道严重损坏, A 匝道 P8 墩、B 匝道 P9 墩以及 C 匝道 P6、P8 墩等固接墩墩顶出现塑性铰,震害均出现在低矮桥墩,墩高大致在 4 m 左右,由动力特性分析可知,以这一类桥墩振动为主的模态振动周期短,在地震作用下,低矮桥墩地震响应

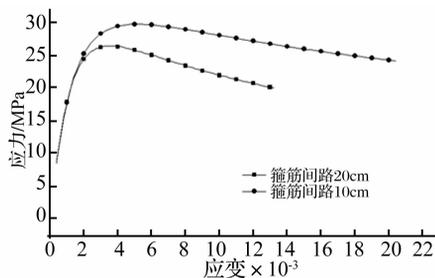


图 8 约束混凝土 mander 模型

Fig. 8 Mander's model for confined concrete

3.3 塑性铰模型

桥墩塑性铰采用纤维模型算法,首先将桥墩截面用网格划分,对截面不同纤维,赋予不同的本构特性值:无约束区混凝土采用 Hognestad 模型,约束区混凝土采用 mander 模型,如图 8 所示。钢筋采用 Menegotto-Pinto 模型。各部分具体参数取值可参见文献[10]。

4 动力特性分析

动力特性分析能够定性地反映出结构质量与刚度的分布特征及结构动力特性。图 9 为 A 匝道具有代表性的 4 阶振动模态图。

大,因此破损也较大。

5 非线性时程分析

5.1 结构薄弱截面分析

匝道桥独柱墩采用了整体式桩柱方案,独柱墩直径为 0.8 m,下设 1.2 m 直径单桩,桩径加大给墩提供了附加的约束,塑性铰可能出现在墩柱底部,同时通过实地考察,各固接墩箍筋间距为 20 cm,仅在墩底加密至 10 cm,墩底塑性铰区箍筋加密提高了塑性铰的变形能力,如图 8 所示,墩顶部分由于缺乏有效地箍筋约束,在震害中可能更容易受到损伤。在计算模型中,给墩柱底以及固结墩墩顶等塑性铰区域添加纤维单元,

以模拟结构的塑性铰形成机制。

5.2 结构受力分析

在进行时程分析之前,首先取恒载下桥墩的轴向力进行塑性铰区截面 $M-\varphi$ 曲线分析。固结墩墩顶截面屈服弯矩为 $M_{eff} = 1\ 591\ \text{kN}\cdot\text{m}$,该值可用于判断构件是否进入塑性;截面极限曲率 $\phi_u = 0.043$,该值可用于判断构件破坏与否,如图 10 所示。相应地,对墩底截面屈服弯矩 $M_{eff} = 1\ 593\ \text{kN}\cdot\text{m}$,截面极限曲率 $\phi_u = 0.063$,如图 11 所示。

清平台站是汶川地震中距离断层最近的强震动台站^[11],所记录的地震动加速度峰值也较大(如图 4);清平台站位于断层与桥位之间,桥位与清平台站相距约 $25\ \text{km}$,随着地震波由断层向四周传播,地震能量随传播距离逐步衰减,桥位处的地震动强度也应比清平台站所记录的地震动强度低。

为了模拟真实的地震动响应,在计算模型中采用人为折减实测地震动强度的方法进行了多工况时程分析,时程分析工况如表 1 所示。

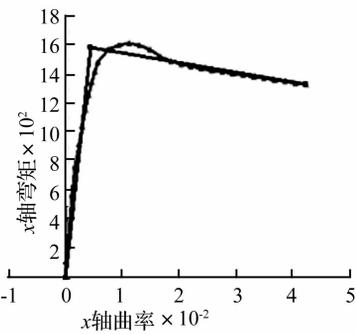


图 10 墩顶截面 $M-\varphi$ 曲线

Fig. 10 Moment-curvature curves for top zone

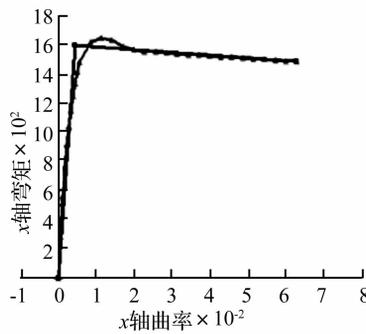


图 11 墩底截面 $M-\varphi$ 曲线

Fig. 11 Moment-curvature curves for base zone

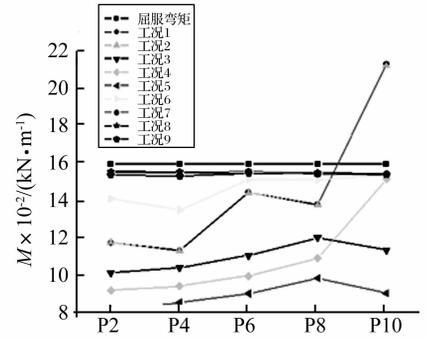


图 12 各计算工况下,固结墩墩顶截面弯矩

Fig. 12 The moment of top column section under different cases

表 1 时程分析工况表

Tab. 1 Case study of time-history analysis

| | 地震动强度折减系数 | 碰撞效应 | 支座非线性 | 材料非线性 | 备注 |
|------|-----------|------|-------|-------|------------|
| 工况 1 | 0.2 | × | × | × | 基本工况 |
| 工况 2 | 0.2 | ✓ | × | × | 分析碰撞效应的影响 |
| 工况 3 | 0.2 | × | ✓ | × | 分析支座非线性的影响 |
| 工况 4 | 0.2 | × | × | ✓ | 分析材料非线性的影响 |
| 工况 5 | 0.2 | ✓ | ✓ | ✓ | |
| 工况 6 | 0.4 | ✓ | ✓ | ✓ | |
| 工况 7 | 0.6 | ✓ | ✓ | ✓ | 分析地震动强度的影响 |
| 工况 8 | 0.8 | ✓ | ✓ | ✓ | |
| 工况 9 | 1.0 | ✓ | ✓ | ✓ | |

注:以上分析中,碰撞刚度取 $10^6\ \text{kN/m}$;滑动支座摩擦系数取 0.05;材料非线性按材料标准值强度计算。

通过多工况计算与对比,如图 12 及图 13,可以得到如下几点结论:

(1) 在工况 1 与工况 2 中,固结墩墩顶截面或墩底截面的计算弯矩基本一致,计算中假定取碰撞刚度为 $10^6\ \text{kN/m}$,碰撞力的大小与碰撞刚度的取值直接相关,由于碰撞刚度的不确定性,实际地震中边界碰撞力大小较难模拟,因此有必要对边界碰撞刚度进行敏感性分析。图 14 为工况 2 中,不同碰撞刚度下,墩顶截面的弯矩值,由图可见,不同碰撞刚度下,各墩受力基本一致,这意味着碰撞效应对本结构总体受力影响较小,这是因为碰撞效应具有局部性且并不是每时每刻都在

发生,图 15 为地震中匝道两端伸缩缝处碰撞时程曲线。那么计算中,取碰撞刚度 $10^6\ \text{kN/m}$ 为所带来的误差是可以接受的。

(2) 工况 3 中,由于考虑了铰接墩墩顶滑动支座承担地震水平力,改变了地震剪力在各墩柱中的分配,使得各固结墩地震响应随之降低,因此,受力分布与工况 1 相比有所不同。

(3) 工况 4 中考虑了材料的非线性,刚度的降低,延长了结构振动周期,导致固结墩受力响应降低,但各固结墩墩受力分布与工况 1 基本一致。

(4) 工况 5 至工况 9 中,逐步提高地震动强度,各

固结墩墩顶截面而言,在工况 5 及工况 6 中,各墩仍未完全达到屈服弯矩 M_{eff} ,而在工况 7 至工况 9 中,各墩均已达到屈服弯矩,即各墩

墩顶截面已进入塑性阶段,丧失了继续承载的能力,结构通过塑性较变形来耗散后续地震动输入能量,同样地,墩底截面也有着类似的受力趋势。

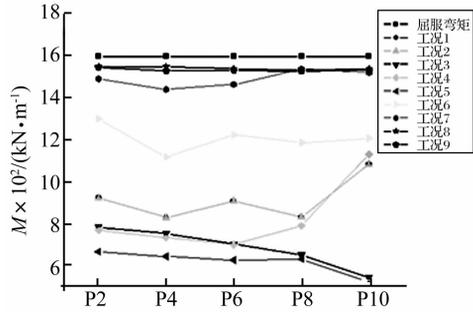


图 13 各计算工况下,固结墩墩底截面弯矩
Fig. 13 The moment of base column section under different cases

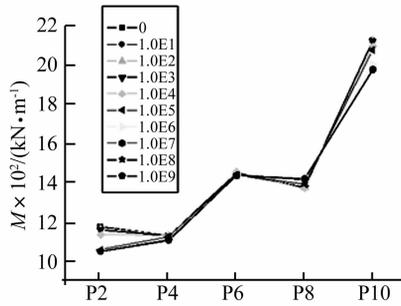


图 14 不同碰撞刚度下,固结墩墩顶截面弯矩(工况 2)
Fig. 14 The moment of top column section under different pounding stiffness

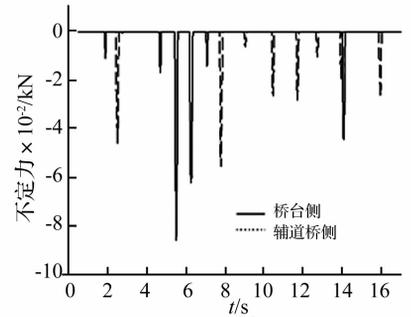


图 15 梁端伸缩缝处,梁端碰撞时程曲线
Fig. 15 Time-history of pounding force at expansion joints

5.3 结构塑性变形分析

由受力分析可知,在工况 7 至工况 9 中,各固结墩逐步进入塑性,此时塑性较区若具有足够的变形能力则可避免在地震中发生破坏。为了评价塑性阶段的变形能力,选取截面主轴曲率峰值来评价结构塑性变形。回澜立交匝道桥各墩柱采用圆形截面,对不同方向,截

面 EI 为常数。那么第 i 时刻截面主轴曲率 φ_i 为: $\varphi_i = \sqrt{\varphi_{it}^2 + \varphi_{ir}^2}$,其中 φ_{it} 和 φ_{ir} 分别代表截面第 i 时刻沿匝道桥曲线的切向及径向曲率。那么,沿时程的最大的主轴曲率,即为截面主轴曲率峰值 φ_{max} 。不同计算工况下各固结墩墩顶及墩底截面的主方向曲率峰值如图 16 及图 17 所示。

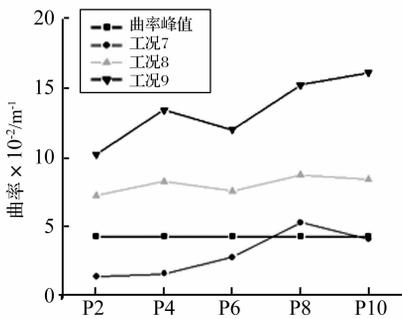


图 16 工况 7 至工况 9 下,墩顶截面主方向曲率峰值
Fig. 16 Maximal principle curvature for top section of columns, from case 7 to case 9

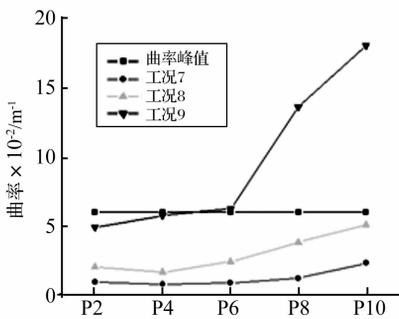


图 17 工况 7 至工况 9 下,墩底截面主方向曲率峰值
Fig. 17 Maximal principle curvature for base section of columns, from case 7 to case 9

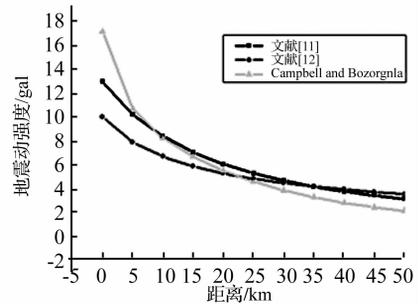


图 18 地震动强度衰减曲线
Fig. 18 The earthquake attenuation curve

由图 16 及图 17 可见,在工况 7(地震强度折减系数为 0.6)作用下,仅 P8 墩墩顶截面 φ_{max} 超越截面极限曲率,塑性较发生破坏,而其余桥墩均未发生破坏,这与实际震害情况吻合。就工况 8 及工况 9 而言,各墩墩顶截面均发生破坏,与实际震害情况偏差较大。基于实际震害与时程分析结果是否吻合可以初步推断,桥位处地震动强度约为清平台站实测地震动记录强度的 0.6 倍(约为 494.4 gal)。

地震动记录,分别拟合出了汶川地震加速度峰值的衰减规律公式;同时,由 Campbell 与 Bozorgnia 提出的强震动衰减规律公式在国际上也较为通用^[13]。图 18 为上述提及的地震动衰减规律曲线,由图可见,上述 3 种衰减规律总体上接近,当断层距为 25 km 时,由文献 [11 - 13] 给出的衰减公式计算得到的地震动加速度峰值分别 523 gal、477.5 gal 及 461.7 gal,这与通过计算分析得到的地震动强度估计很接近。

为了验证上述推断的合理性,可以从统计学角度出发,文献[11 - 12]中,依据地震台站获取的大量实际

在结构高速往复滑动下,支座上的预埋钢板与四氟乙烯板间的摩擦因数大致在 5% ~ 15% 范围内变

动^[3]。通过上述分析发现,铰接墩滑动支座分担地震剪力与否将影响地震剪力在各墩间的分配。因此,对各滑动支座的摩擦因数分别取为0.05、0.10及0.15等3种情况进行敏感性分析。

图19为不同支座摩擦因数下,各固结墩墩顶截面主方向曲率峰值。由图可见,随支座摩擦因数的增大,P2、P4及P6墩塑性变形增大,即受损程度加大,而P8及P10墩

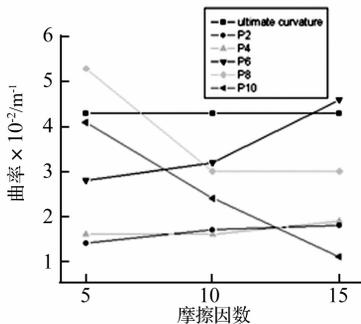


图19 不同支座摩擦系数下,墩顶截面主方向曲率峰值

Fig. 19 Maximal principle curvature for top section of columns, under different friction coefficient

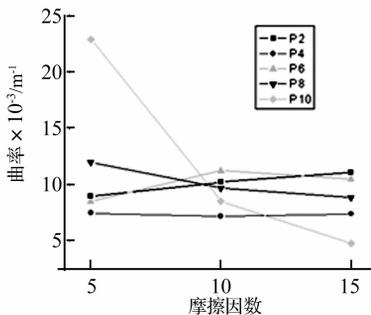


图20 不同支座摩擦系数下,墩底截面主方向曲率峰值

Fig. 20 Maximal principle curvature for base section of columns, under different friction coefficient

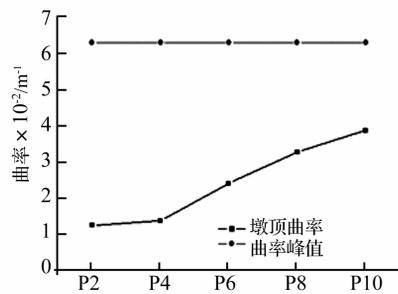


图21 墩顶箍筋加密后,墩顶截面主方向曲率峰值

Fig. 21 Maximal principle curvature for top section of columns, after reinforcing the transverse reinforcement

6 结论

汶川地震中,回澜立交两侧匝道严重受损,主要表现为A匝道P8墩、B匝道P9墩以及C匝道P6、P8墩等固接墩墩顶出现塑性铰。震害均出现在低矮桥墩,墩高大致在4m左右,这是因为低矮桥墩抗侧向刚度大,地震中也承担较大的地震剪力,这一特征在动力特性分析中得到了验证,低矮桥墩控制了结构的高频部分,地震作用下,低矮桥墩地震响应大,因此破损也较大。

在时程分析中,进行了多工况推演,并对地震动强度,碰撞效应以及支座非线性效应等展开了敏感性分析,并得到了与实际震害较吻合的计算结果,从中也得到了如下几点结论:

(1)通过多工况模拟,以实际震害情况为依据,初步推断了桥位处的地震动峰值强度约为494.4 gal,这一推断与本次地震中相关学者通过实际地震台站记录,回归统计得到的地震衰减规律较吻合;

(2)碰撞效应对本结构总体受力影响较小,这是因为碰撞效应具有局部性且并不是每时每刻都在发生;

(3)回澜立交两侧环形匝道为多跨连续梁桥,墩柱与梁体之间的支承形式,采用双向活动盆式橡胶支座与整体现浇固接相间隔的方式,计算中必须考虑铰接墩墩顶支座承担地震剪力。考虑铰接墩参与受力,会降低低矮桥墩所承担的地震剪力,起到保护作用;但由

则随之降低。当摩擦因数取0.05时,P8墩发生塑性铰破坏,这与实际震害情况吻合;当摩擦因数取0.10时,各墩均未发生塑性铰破坏。而当摩擦因数取0.15时,仅P6墩发生塑性铰破坏。图20为不同支座摩擦因数下,各固结墩墩底截面主方向曲率峰值,相比墩顶截面也有类似的变化趋势,但各固结墩墩底截面在考虑不同支座摩擦因数下,塑性变形均较小,未发生塑性铰破坏。

于考虑了铰接墩的刚度贡献,结构总体刚度变大,地震响应随之变大,高墩所承担的地震剪力反而有所增加。由支座受力敏感性分析发现,铰接墩承担地震剪力的大小,对地震剪力在各墩之间的分配影响较大,会直接影响各墩的受损程度。这可能是回澜立交A匝道与C匝道虽然结构形式完全一致,但在地震中破坏桥墩位置却不尽相同的原因之一。

通过实地考察发现,该桥固结墩箍筋间距设置为20 cm,仅在墩底塑性铰区域加密至10 cm。若墩顶区域箍筋也加密至10 cm,对结构进行时程分析,各固结墩墩顶主方向曲率峰值如图21所示。由图可见,各固结墩墩顶箍筋加密后,墩顶区域塑性铰的变形能力得到提高,主方向曲率值均未超过极限曲率,即桥墩墩顶不会发生塑性铰压溃破坏。因此,由于墩顶区域实际箍筋布置间距过大,固结墩墩顶塑性铰区变形能力不足,导致地震中墩顶塑性铰普遍开展,并发生了压溃破坏。

参考文献

- [1] Liu Zhao. Reconnaissance and preliminary observations of bridge damage in the great wenchuan earthquake, China[J]. Structure Engineering International, 2009, 3: 277 - 282.
 - [2] 孙治国,王东升,郭迅,等. 汶川大地震绵竹市回澜立交桥震害调查[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(4): 132 - 138.
- SUN Zhi-guo, WANG Dong-sheng, GUO Xun, et al. Damage investigation of huilan interchange in mianzu after wenchuan earthquake [J]. Journal of Earthquake Engineering and

