

基于 IDA 方法的基础隔震结构失效模式研究^{*}

金建敏, 肖 骥, 谭 平[✉], 刘彦辉, 黄襄云

(广州大学 工程抗震研究中心, 广东 广州 510405)

摘要: 为研究基础隔震结构的失效模式, 提高该类结构的抗震性能, 采用 OpenSees 建立了考虑上部结构非线性的基础隔震结构模型。首先, 从太平洋地震工程研究中心地震动数据库 (PGMD) 选择 11 条与抗震规范反应谱吻合较好的地震动, 然后, 根据隔震层及上部结构失效准则, 基于增量动力分析 (IDA) 方法, 识别了基础隔震结构的失效模式; 最后, 采用不同的加强方案, 优化基础隔震结构的最弱失效模式。结果表明: 虽然各条地震动输入下的 IDA 分析结果有所差异, 但均为隔震层首先失效, 然后上部结构失效; 通过同时加强隔震层及上部结构的薄弱构件, 可有效提高基础隔震结构的抗震性能。

关键词: 基础隔震结构; IDA 方法; 失效模式; 抗震性能

中图分类号: TU352.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2020)03-0463-08

0 引言

结构失效是构件失效逐步累积造成的, 构件的不同失效类型及失效顺序形成不同的失效模式 (白久林, 2010)。通过识别结构的失效模式以及对失效模式进行改善或优化, 可有效提高结构的抗震性能。孙爱伏等 (2010) 通过极限时程和极限 Pushover 分析, 对高层钢框架结构的失效模式进行了分析, 并通过逐步加强薄弱层的方法对极限时程分析得到的最弱失效模式 (欧进萍, 段宇博, 1995) 进行了控制, 使高层钢框架结构的整体抗震能力得到提高; 蔡勇 (2009) 采用 Pushover 方法、增量动力分析 (IDA) 方法对钢筋混凝土框架结构的失效模式进行了搜索与改善; 白久林和欧进萍 (2011) 基于 IDA 方法识别出钢筋混凝土框架结构的最弱失效模式, 考虑结构失效路径中失效截面的顺序和结构形成“强柱弱梁”型失效机制, 对结构进行优化再设计, 提高了结构的抗震能力; 郑山锁等 (2014) 通过 IDA 方法, 对型钢混凝土框架结构的失效模式进行了识别, 根据失效路径加固失效截面并加强薄弱层, 较好地改善了结构的抗震性能, 由得到的 IDA 曲线可知, 输入地震动的选取对结构 IDA 分析结果影响较大;

Mastrandrea 和 Piluso (2009) 对偏心支撑钢框架结构的失效模式控制进行了研究, 并通过 Pushover 分析进行了验证; 卫杰斌等 (2012) 运用 IDA 方法, 选择隔震层水平位移、支座面压、最大层间位移角响应指标对高层装配式层间隔震结构的失效模式进行了探讨研究; 刘晗等 (2016) 基于 IDA 分析和加权秩和比法对多跨隔震连续梁桥的失效模式进行了判别, 为该类结构失效模式的识别提供了一种新的思路; 乔愉博 (2017) 基于 IDA 方法, 探讨了近场脉冲地震作用下框-剪基础隔震结构隔震支座的失效模式。

国内外学者采用 IDA 方法对抗震结构的失效模式进行了较为系统的研究, 但对于隔震结构的失效模式的相关研究较少。频谱特性不同的地震动会造成 IDA 分析结果离散性较大, 因此, 本文从太平洋地震工程研究中心地震动数据库 (PGMD) 选择了与抗震规范反应谱吻合较好的地震动, 以减小分析结果的差异; 在识别基础隔震结构的失效模式后, 通过加强隔震层及薄弱构件, 优化基础隔震结构的最弱失效模式, 提高基础隔震结构的抗震性能。

1 模型概况及参数

本文选用模型为钢筋混凝土框架结构, 依照

^{*} 收稿日期: 2020-05-11.

基金项目: 广州市属高校科研项目 (1201620162) 资助.

✉ 通讯作者: 谭平 (1973-), 研究员, 博士. 主要从事结构减隔震控制方面的研究. E-mail: ptan@gzhu.edu.cn.

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)、《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)和《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)的要求,采用 PKPM 进行抗震结构设计,结构的平面尺寸如图 1 所示。抗震设防烈度为 7 度 (0.15 g),抗震设防类别为乙类,Ⅱ类场地,设计地震分组为第一组,上部结构共 8 层,层高 3.6 m,隔震层高 1.9 m,除 1~3 层柱混凝土标号为 C35 外,其余梁、柱构件混凝土标号均为 C30。

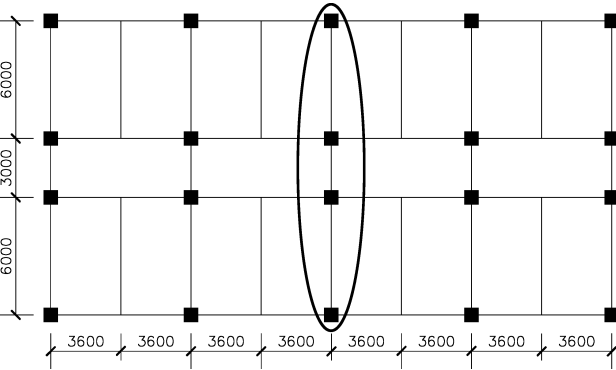


图 1 结构平面布置示意图 (单位: mm)

Fig. 1 Schematic diagram of structural plan layout

鉴于结构平面布置规则,选取图 1 中的一榀框架进行计算分析,1~6 层柱截面尺寸为 700 mm × 700 mm,7~8 层柱截面尺寸为 600 mm × 600 mm,隔震层梁截面尺寸为 400 mm × 800 mm,1~8 层边梁截面尺寸为 350 mm × 600 mm,1~8 层中梁截面尺寸为 350 mm × 500 mm。经过隔震设计,上部结构按 7 度 (0.1 g) 抗震设防进行配筋设计,钢筋采用 HRB400,配筋结果见图 2。

橡胶隔震支座参数见表 1,边柱下布置 LRB600 支座,中柱下布置 LRB650 支座,见图 2。采用 OpenSees 对结构进行非线性分析,混凝土本构模型采用 Concrete02,钢筋本构模型采用 Steel02,截面采用纤维模型,梁、柱采用基于力的梁柱单元 (Force - Based Beam - Column Element)

模拟,铅芯橡胶支座竖向采用 LeadRubberX 单元模拟。在重力荷载代表值作用下,边柱和中柱下支座竖向压应力分别为 11.85 和 11.81 MPa,符合《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)关于乙类建筑支座竖向压应力不超过 12 MPa 的规定。

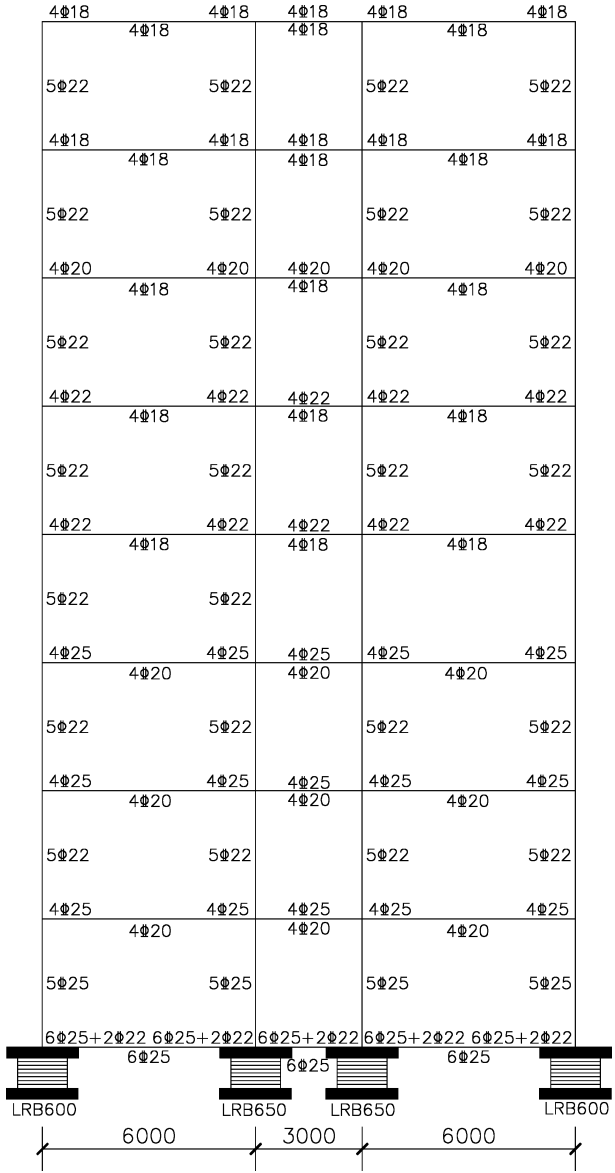


图 2 配筋及支座布置

Fig. 2 Reinforcement and isolators arrangement

表 1 支座参数

Tab. 1 Parameters of isolators

支座型号	剪切模量/ MPa	直径/ mm	铅芯直径/ mm	橡胶总厚/ mm	第一形状 系数	第二形状 系数	竖向压缩刚度/ (kN · mm ⁻¹)	屈服后刚度/ (kN · mm ⁻¹)	屈服力/ kN
LRB600	0.392	600	100	120	37.5	5	2 943	0.924	62.6
LRB650	0.392	650	110	129	37.8	5.04	3 231	1.009	75.8

2 基础隔震结构失效准则

2.1 隔震层失效准则

橡胶隔震支座的水平剪切变形或应力超过《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）的限值将导致隔震层失效，隔震层的失效准则如下：

（1）橡胶隔震支座的水平剪切变形超限，即隔震层水平位移超过隔震层中直径最小支座有效直径（ D ）的 0.55 倍及内部橡胶总厚度（ T_r ）3 倍的较小值。

（2）橡胶隔震支座的应力超限，当隔震层中的橡胶隔震支座竖向压应力或者竖向拉应力超过规范限值，即判断隔震层失效。第二形状系数 $S_2=5$ 系列（剪切模量 0.392 MPa）橡胶隔震支座竖向压应力限值为 30 MPa，竖向拉应力限值为 1 MPa，由于所选模型的抗震设防类别为乙类，橡胶隔震支座的竖向压应力限值取为 12 MPa 的 2 倍，即 24 MPa。

2.2 上部结构失效准则

结构的失效是由组成结构的构件逐步失效导致的，对于钢筋混凝土构件，其失效类型有以下 2 种（蔡勇，2009）：

（1）截面屈服，构件最外侧受拉钢筋的应力达到屈服应力，即判断构件出现塑性铰。

（2）截面极限状态，构件受压区边缘混凝土的应变达到极限压应变，极限压应变取为 0.004。

作为一种间接的判断准则，结构层间位移角超过限值的准则，简单可行且应用较广。当上部结构层间位移角超过弹塑性层间位移角限值时，即判断上部结构失效。本文采用《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）规定的框架结构层间位移角限值来作为结构变形准则，取弹塑性层间位移角限值 $\theta_p=1/50$ 。

3 基于 IDA 方法的失效模式研究

IDA 方法（Bertero, 1977；Vamvatsikos, Cornell, 2002；Vamvatsikos, Cornell, 2004）将地震动强度指标（Intensity Measure, IM）及其对应的结构损伤指标（Damage Measure, DM）结合绘制成 IDA 曲线，通过 IDA 曲线可以了解结构在不同强度地震作用下的地震响应，该方法被各国学者

关注和采用（Christovasilis *et al*, 2009；吕大刚等，2009；周颖等，2010；张令心等，2016；Khorami *et al*, 2017）。IDA 方法可以克服 Pushover 分析方法因假定和简化而带来的问题，为结构失效模式识别及抗震性能评价提供有效的途径。

以《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）规定的规范反应谱作为目标谱，从太平洋地震工程研究中心地震动数据库（PGMD）选择了 11 条地震动（表 2）进行 IDA 分析，来自同一地震事件的地震动不超过 2 条，震中距均大于 10 km。单条地震动在结构主要周期点上的地震影响系数大于规范地震影响系数 65%，11 条地震动平均后的地震影响系数曲线，除在上升段（0~0.1 s）及水平段（0.1 s~ T_g ）的个别周期点与规范地震影响系数误差略微超过 20% 外，在绝大多数周期点与规范地震影响系数误差不超过 20%。输入峰值加速度 3.10 m/s²，所选 11 条地震动加速度反应谱与 7 度（0.15 g）罕遇地震规范反应谱（ $T_g=0.4$ s， $\zeta=0.05$ ，规范规定计算罕遇地震时，特征周期应增加 0.05 s）如图 3 所示，由图可见，所选地震动的加速度反应谱与规范反应谱吻合较好。

表 2 地震动记录

Tab. 2 Ground motions recording

编号	地震名称	分量
GM1	Imperial Valley -06	H - CAL225
GM2	Iwate	MYG009EW
GM3	Kobe, Japan	SKI000
GM4	Kocaeli, Turkey	MCD090
GM5	Chi - Chi, Taiwan	CHY050 - N
GM6	Hector Mine	HBS090
GM7	Superstition Hills - 02	B - WSM090
GM8	El Mayor - Cucapah	01794270
GM9	Iwate	54013EW
GM10	Darfield, New Zealand	DORCN20W
GM11	Chi - Chi, Taiwan	CHY052 - W

考虑到等步长法操作计算方式简单且易于在程序中实现的特点，因此本文采用等步长法，调幅步长为 0.025 g，最大峰值加速度为 0.675 g，此时，所有地震动输入下，上部结构最大层间位移角均已超过 1/50，通过多次峰值加速度（PGA）

插值分别计算出隔震层水平位移达到 330 mm（隔震层中直径最小支座 LRB600 的水平剪切变形限值）及上部结构最大层间位移角 1/50 所对应的单条地震动 *PGA*。图 4 为隔震层水平位移 IDA 曲线，单条地震动均以上部结构最大层间位移角达到 1/50 时所对应的 *PGA* 为终点。表 3 为隔震层水平位移达到 330 mm 时（隔震层失效），对应的输入峰值加速度及上部结构最大层间位移角。由图 4 及表 3 分析可见，隔震层失效时，GM3 输入峰值加速度最小，为 0.322 g，GM1 输入峰值加速度最大，为 0.505 g；各条地震动输入下，隔震层失效时，上部结构均未失效，最大层间位移角为 1/117，地震动输入峰值加速度平均值为 0.382 g，上部结构最大层间位移角平均值为 1/148。

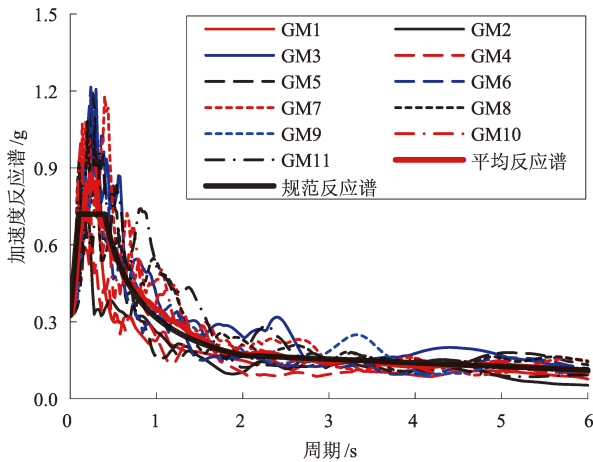


图 3 输入地震动反应谱与规范反应谱对比

Fig. 3 Comparison between response spectrum of input ground motions and code response spectrum

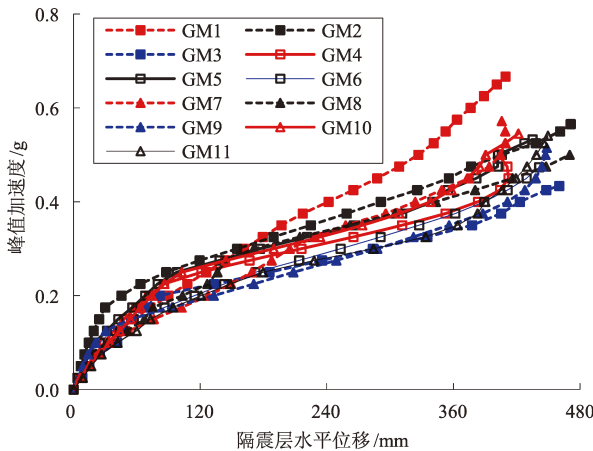


图 4 隔震层水平位移 IDA 曲线

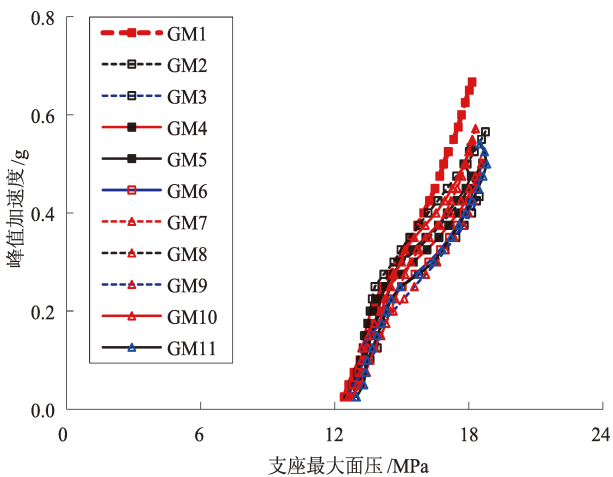
Fig. 4 IDA curves of horizontal displacement of isolation layer

表 3 隔震层失效

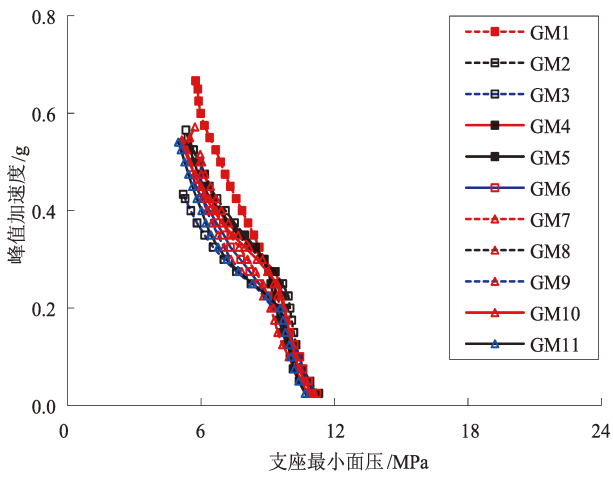
Tab. 3 Failure of isolation layer

编号	峰值加速度/g	隔震层水平位移/mm	层间位移角/rad
GM1	0.505	330.00	1/144
GM2	0.428	330.00	1/152
GM3	0.322	330.00	1/143
GM4	0.361	330.00	1/165
GM5	0.389	330.01	1/155
GM6	0.352	330.00	1/136
GM7	0.408	330.01	1/117
GM8	0.391	330.01	1/147
GM9	0.331	330.00	1/149
GM10	0.392	330.00	1/156
GM11	0.323	330.00	1/175

支座应力计算表明，各支座始终处于受压状态，最大面压在 24 MPa 以下，未超过限值，图 5 为 1 号支座（左边柱下的 LRB600 支座）面压 IDA 曲线，单条地震动均以上部结构最大层间位移角达到 1/50 时所对应的 *PGA* 为终点。图 6 为上部结构最大层间位移角 IDA 曲线，表 4 为上部结构失效时所对应的 *PGA*、隔震层水平位移。由图 6 及表 4 分析可见，上部结构失效时，GM3 输入峰值加速度最小，为 0.434 g，GM1 输入峰值加速度最大，为 0.667 g，11 条地震动输入峰值加速度平均值为 0.532 g；由表 4 分析可见，单条地震动输入下的隔震层水平位移结果（最大为 471.14 mm，最小为 402.21 mm）与 11 条地震动输入下的平均结果（437.71 mm）的偏差较小，基本在 $\pm 8\%$ 以内；由表 3、4 可知，GM3 输入下，隔震层失效及上部结构失效时，输入峰值加速度最小，因此，GM3 作用下的失效模式为最弱失效模式。计算结果表明，各条地震动输入下，上部结构第 3 层的层间位移角最先达到 1/50，第 2 层的层间位移角接近 1/50，第 3 层为最薄弱楼层，图 7 为上部结构失效时，各条地震动输入得到的上部结构层间位移角包络图，图中的“平均”为 11 条地震动输入下层间位移角计算结果的均值，可见单条地震动输入下的结果与 11 条地震动输入下平均结果吻合较好。



(a) 1 号支座最大面压



(b) 1 号支座最小面压

图 5 1 号支座面压 IDA 曲线

Fig. 5 IDA curves of surface pressure of No. 1 isolator

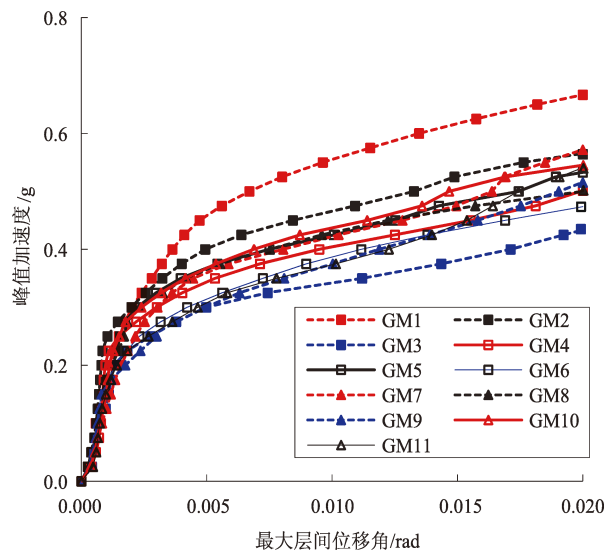


图 6 上部结构最大层间位移角 IDA 曲线

Fig. 6 IDA curves of maximum inter-story drift ratio of superstructure

表 4 上部结构失效

Tab. 4 Failure of superstructure

编号	峰值加速度/g	隔震层水平位移/mm	层间位移角/rad
GM1	0.667	409.35	0.020 0
GM2	0.565	471.14	0.020 0
GM3	0.434	460.27	0.020 0
GM4	0.501	402.21	0.020 0
GM5	0.533	435.00	0.020 0
GM6	0.474	441.28	0.020 0
GM7	0.572	405.82	0.020 0
GM8	0.500	470.14	0.020 0
GM9	0.515	448.47	0.020 0
GM10	0.545	421.60	0.020 0
GM11	0.541	449.51	0.020 0

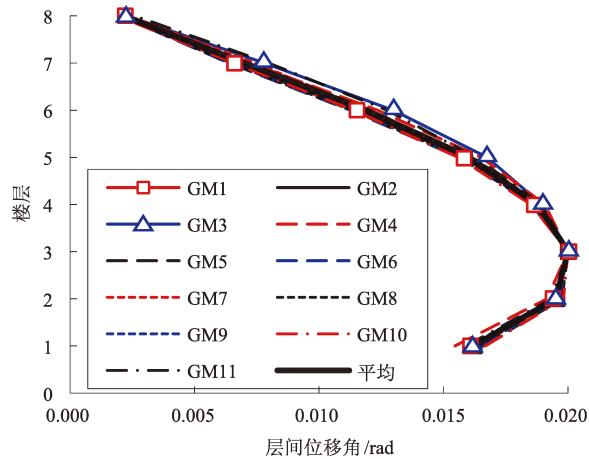


图 7 上部结构层间位移角包络图

Fig. 7 Envelope diagrams of inter-story drift ratio of superstructure

表 5 为 GM3 输入下，上部结构最大层间位移角达到 1/50 时，基础隔震结构的失效路径。表中，梁、柱构件，第一位为字母，B 代表梁，C 代表柱；第二位为数字，代表楼层，0 为隔震层；第三位为数字，对于梁，1，2，3 分别代表左边梁、中梁、右边梁，对于柱，1，4 分别代表左、右边柱，2，3 分别代表左、右中柱；第四位为字母，代表截面所在位置，L 表示梁构件左端，R 表示梁构件右端，B 表示柱构件下端，T 表示柱构件上端；最后一位为字母，y 表示屈服状态，u 表示极限状态；用 1，4 分别代表左、右边柱下的 LRB600 支座，2，3 分别代表左、右中柱下的 LRB650 支座；为便于区分，将表中支座编号斜体加粗，柱截面编号

标下划线,达到极限状态的截面编号加粗。由表 5 可见,在上部结构最大层间位移角达到 1/50 时,第 6 层以下梁两端截面均已进入屈服状态,进入屈服状态的梁截面总数为 42 个,形成梁铰,柱截面只有首层的 2 根中柱柱底的截面进入屈服状态,形成柱铰;梁截面共有 6 个达到极限状态,主要分布在第 1~3 层的中梁梁端,柱截面均未达到极限状态,这说明了上部结构较好地形成了“强柱弱梁”失效机制。

表 5 失效路径 (GM3)
Tab. 5 Failure path (GM3)

序号	截面、支座	序号	截面、支座	序号	截面、支座
1	B22L-y	19	B13L-y	37	B52L-y
2	B12L-y	20	B11L-y	38	B02L-y
3	B32L-y	21	B43R-y	39	B62R-y
4	B42L-y	22	B41R-y	40	B22L-u
5	B21L-y	23	B31L-y	41	B61L-y
6	B23L-y	24	B33L-y	42	B63R-y
7	B22R-y	25	B03R-y	43	B63L-y
8	B12R-y	26	B41L-y	44	B61R-y
9	B32R-y	27	B43L-y	45	B32L-u
10	B42R-y	28	B52R-y	46	B62L-y
11	B23R-y	29	B01L-y	47	B03L-y
12	B21R-y	30	<u>C13B-y</u>	48	B22R-u
13	1, 4	31	B01R-y	49	B32R-u
14	B13R-y	32	B53R-y	50	B12R-u
15	B11R-y	33	<u>C12B-y</u>	51	B02R-y
16	B33R-y	34	B51R-y	52	B21R-u
17	2, 3	35	B51L-y		
18	B31R-y	36	B53L-y		

4 最弱失效模式优化

本文基础隔震结构模型的隔震层首先失效形成薄弱部位,由表 5 中的失效路径可以找出上部结构的薄弱构件,分析可见,第 1~3 层中梁为上部结构的薄弱构件,通过加强隔震层及上部结构的薄弱构件,优化基础隔震结构失效模式,以提高基础隔震结构的抗震性能,优化步骤分为加强隔震层及加强上部结构的薄弱构件。

4.1 加强隔震层

加强隔震层,所采用的橡胶隔震支座均应在满

足可降半度的隔震效果前提下,将隔震层水平位移控制在设计容许范围以内 ($3T_r$ 及 $0.55D$ 中的较小值,对于 $S_2=5$ 系列的支座, $0.55D$ 为较小值),以推迟隔震层失效,提高基础隔震结构的抗震性能。选取以下可降半度的方案与原结构进行对比:

(1) 方案 1: 隔震支座均采用 LRB650 支座,支座直径 650 mm,铅芯直径 110 mm,支座参数见表 1。

(2) 方案 2: 隔震支座均采用 LRB700 支座,支座直径 700 mm,铅芯直径 110 mm,内部橡胶层厚 5 mm,28 层,橡胶总厚 140 mm,竖向压缩刚度为 325 9 kN/mm,屈服后刚度为 1.076 kN/mm,屈服力为 75.8 kN。

GM3 输入下,原结构隔震层失效及上部结构失效时所对应的峰值加速度分别为 0.322 g 及 0.434 g,分析表明,方案 1 隔震层失效及上部结构失效时所对应的峰值加速度分别为 0.368 g 及 0.451 g,方案 2 隔震层失效及上部结构失效时所对应的峰值加速度分别为 0.440 g 及 0.456 g。可见,方案 1 并未明显推迟隔震层的失效,隔震层失效时所对应的峰值加速度与上部结构失效时所对应的峰值加速度仍有一定差距,而方案 2 明显推迟了隔震层的失效,解决了方案 1 存在的问题,隔震层失效时所对应的峰值加速度比原结构提高了 37%,因此,在方案 2 的基础上进行进一步优化及对比。

4.2 加强上部结构的薄弱构件

在方案 2 的基础上,加大第 1~3 层的中梁截面高度,改为 350 mm×600 mm,即方案 3。

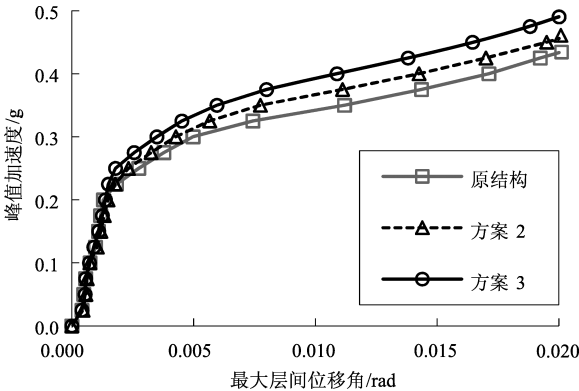


图 8 上部结构最大层间位移角 IDA 曲线
Fig. 8 IDA curve of maximum inter-story drift ratio of superstructure

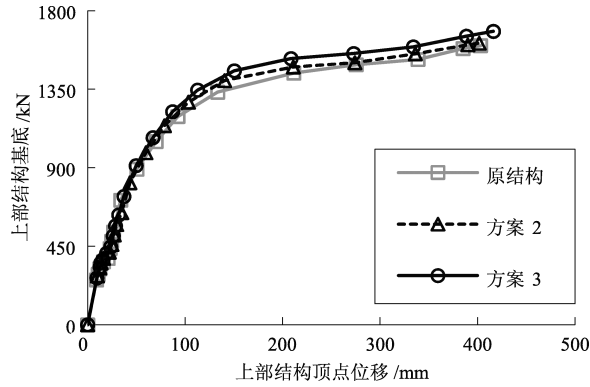


图 9 上部结构基底剪力 - 顶点位移曲线

Fig. 9 Curves of base shear force of superstructure-vertex displacement

图 8 为 GM3 输入下，原结构、方案 2 及方案 3 的上部结构最大层间位移角 IDA 曲线，以上部结构最大层间位移角达到 1/50 为终点，图 9 为上部结构基底剪力 - 顶点位移曲线，表 6 为隔震层失效时，原结构、方案 2 及方案 3 的对比，表 7 给出了上部结构失效时所对应的 PGA、上部结构顶点位移（顶点位移减隔震层水平位移）、上部结构基底剪力。由图 8 可见，峰值加速度在 0.20 g 以下时，与原结构对比，方案 2 和方案 3 的最大层间位移角以略有放大为主，方案 3 比方案 2 有所改善；峰值加速度在 0.225 g 以上时，方案 2 及方案 3 的最大层间位移角均比原结构有所降低，方案 3 的最大层间位移角最小。

表 6 优化前后对比（隔震层失效）

Tab. 6 Comparison before and after optimization (Failure of isolation layer)

结构方案	峰值加速度/ g	隔震层水平位移/ mm	层间位移角/ rad
原结构	0.322	330.0	1/143
方案 2	0.440	385.0	1/54
方案 3	0.455	385.0	1/59

由表 6 可见，隔震层失效时，方案 2 的上部结构最大层间位移角为 1/54，所对应的峰值加速度由原结构的 0.322 g 提高为 0.440 g，而原结构在峰值加速度为 0.434 g 时，上部结构最大层间位移角即达到了 1/50，说明方案 2 提高了基础隔震结构的抗震性能。方案 3，隔震层失效时所对应的峰

值加速度为 0.455 g，比原结构提高了 41%，上部结构最大层间位移角为 1/59，这说明方案 3 在方案 2 的基础上，进一步提高了基础隔震结构的抗震性能。

结合表 6、表 7 及图 9 可见，采用方案 2 及方案 3，由于推迟了隔震层的失效，隔震层失效及上部结构失效时所对应的峰值加速度接近；与原结构比较，采用方案 2，上部结构承担基底剪力的能力及变形能力与原结构相当，方案 3 则提高了上部结构承担基底剪力的能力及变形能力。

可见，经过加强隔震层及上部结构的薄弱构件，优化了基础隔震结构的失效模式，有效提高了基础隔震结构的抗震性能。

表 7 优化前后对比（上部结构失效）

Tab. 7 Comparison before and after optimization (Failure of superstructure)

结构方案	峰值加速度/ g	上部结构基底 剪力/kN	上部结构顶点 位移/mm
原结构	0.434	1599.4	402.91
方案 2	0.456	1613.9	401.64
方案 3	0.490	1681.6	416.22

5 结论

本文采用上部结构为 8 层的钢筋混凝土框架基础隔震结构为分析对象，选取 11 条地震动，基于 IDA 方法，识别了基础隔震结构的失效模式；通过不同加强方案，优化基础隔震结构的最弱失效模式，得到以下结论：

(1) 选取 11 条与抗震规范反应谱吻合较好的地震动，减小分析结果的差异，虽然各条地震动输入下的 IDA 分析结果有所差异，但均为隔震层首先失效，然后上部结构失效；上部结构构件的失效主要出现在梁端，较好地形成了“强柱弱梁”失效机制。

(2) 加强首先失效的隔震层，优化了基础隔震结构的最弱失效模式，提高了基础隔震结构的抗震性能；同时加强隔震层及上部结构的薄弱构件，进一步优化了基础隔震结构的最弱失效模式，有效地提高了基础隔震结构的抗震性能。

参考文献:

- 白久林,欧进萍. 2011. 基于 IDA 方法的钢筋混凝土结构失效模式优化[J]. 工程力学,28(S2):198-203.
- 白久林. 2010. 结构失效模式分析及优化初探[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学.
- 蔡勇. 2009. 钢筋混凝土框架结构地震失效模式搜索与改善[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学.
- 刘晗,谭平,张尚荣,等. 2016. 某隔震连续梁桥的地震失效模式研究[J]. 四川大学学报(工程科学版),48(5):42-49.
- 吕大刚,于晓辉,王光远. 2009. 基于单地震动记录 IDA 方法的结构倒塌分析[J]. 地震工程与工程振动,29(6):33-39.
- 欧进萍,段宇博. 1995. 高层建筑结构的抗震可靠度分析与优化设计[J]. 地震工程与工程振动,15(1):1-13.
- 乔愉博. 2017. 框-剪隔震结构隔震支座布置方法及失效模式研究[D]. 兰州:兰州理工大学.
- 孙爱伏,欧进萍,侯爽. 2010. 高层钢框架结构的薄弱层加强与最弱失效模式控制[J]. 地震工程与工程振动,30(6):49-55.
- 卫杰彬,谭平,匡珍,等. 2012. 高层装配式层间隔震结构的抗震性能及破坏失效模式研究[J]. 土木工程学报,45(S1):171-176.
- 张令心,徐梓洋,刘洁平,等. 2016. 基于增量动力分析的超高层混合结构地震易损性分析[J]. 建筑结构学报,37(9):19-25.
- 郑山锁,孙龙飞,司楠,等. 2014. 型钢混凝土框架结构失效模式的识别和优化[J]. 振动与冲击,33(4):167-172.
- 周颖,吕西林,卜一. 2010. 增量动力分析法在高层混合结构性能评估中的应用[J]. 同济大学学报:自然科学版,38(2):183-187.
- Bertero V V. 1977. Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments[M]//In: Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister K S (ed.). Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 211-215.
- Christovasilis I P, Filiatrault A, Constantinou M C, et al. 2009. Incremental dynamic analysis of woodframe buildings[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38(4):477-496.
- Khorami M, Alvansazyazdi M, Shariati M, et al. 2017. Seismic performance evaluation of buckling restrained braced frames (BRBF) using incremental nonlinear dynamic analysis method (IDA) [J]. Earthquakes and Structures, 13(6):531-538.
- Mastrandrea L, Piluso V. 2009. Plastic design of eccentrically braced frames, II: Failure mode control [J]. Journal of Constructional Steel Research, 65(5):1015-1028.
- Vamvatsikos D, Cornell C A. 2002. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3):491-514.
- Vamvatsikos D, Cornell C A. 2004. Applied incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Spectra, 20(2):523-553.
- GB 50011—2010, 混凝土结构设计规范[S].
- GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
- JGJ 3—2010, 高层建筑混凝土结构设计规程[S].

Study on Failure Modes of Base-isolated Structures Based on IDA Method

JIN Jianmin, XIAO Ji, TAN Ping, LIU Yanhui, HUANG Xiangyun

(Earthquake Engineering Research & Test Center, Guangzhou University, Guangzhou 510405, Guangdong, China)

Abstract

In order to study failure modes of base-isolated structures and improve the seismic performance of this kind of structure, a base-isolated structure model considered the nonlinearity of the superstructure is established by OpenSees. Firstly, 11 ground motions are selected from the PEER ground motion database (PGMD), which are in good agreement with the response spectrum of seismic code. Then, according to the failure criterion of the isolation layer and the superstructure, the failure modes of the base-isolated structure are identified based on incremental dynamic analysis (IDA) method. Finally, the weakest failure mode of the base-isolated structure is optimized by different strengthening schemes. The results show that although there are some differences in the result of IDA under each ground motion input, the failure of the isolation layer occurs first, and then the superstructure fails. The seismic performance of base-isolated structures can be effectively improved by strengthening the isolation layer and the weak components of the superstructure at the same time.

Keywords: base-isolated structures; IDA method; failure modes; seismic performance