

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.03.006

## 单自由度体系地震残余变形分析及计算

张 勤<sup>1</sup>, 朱绩超<sup>2</sup>, 贡金鑫<sup>1</sup>

(1. 大连理工大学 建设工程学部, 辽宁 大连 116024;

2. 大连交通大学 土木与安全工程学院, 辽宁 大连 116028)

**摘要:**地震残余变形是结构可修复能力的重要指标,准确分析结构的残余变形对于震后结构性能的评估与控制具有重要意义。基于对不同单自由度(SDOF)体系的弹塑性地震响应的统计分析,研究了不同参数对地震残余变形的影响,其中滞回特性、屈服后刚度、地面峰值加速度(PGA)以及最大弹塑性变形对残余变形的影响较大;同时结合理论分析提出了分别适用于弹塑性 Kinematic 滞回模型和 Takeda 滞回模型的残余变形简化计算方法。该方法是以先获得结构的最大弹塑性变形为基础的,能与传统的确定结构最大变形性能的抗震分析方法(Pushover 方法)较好地结合。最后,以一钢筋混凝土单柱桥墩为例,详细阐述了所提出的方法进行单自由度体系结构的地震残余变形计算及震后结构性能评估的过程,分析表明基于 Takeda 模型的结构残余变形的计算结果偏于安全。

**关键词:**残余变形;最大弹塑性变形;滞回特性;屈服后刚度;地面峰值加速度

**中图分类号:**TU375.3   **文献标志码:**A   **文章编号:**1674-4764(2013)03-0032-10

## Post-earthquake Residual Deformation Prediction of SDOF System

Zhang Qin<sup>1</sup>, Zhu Jichao<sup>2</sup>, Gong Jinxin<sup>1</sup>

(1. Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, Liaoning, P. R. China;

2. School of Civil & Safety Engineering, Dalian Jiaotong University, Dalian 116028, Liaoning, P. R. China)

**Abstract:** Accurately predicting the residual displacement of reinforced concrete (RC) structures after an earthquake is of great significance in post-earthquake structural performance evaluation and control. To study the residual deformation of the structure, seismic time-history responses of single degree-of-freedom (SDOF) systems with different parameters were analyzed. Based on the analytical results, simplified models for estimating the likely residual deformations of structures characterized by Takeda and Kinematic hysteretic models were proposed respectively, and the residual deformation was found to be sensitive to hysteretic characteristics, stiffness ratio of structures, peak ground acceleration (PGA), as well as maximum elasto-plastic deformation. A case study for RC single-column bridge pier was provided to illustrate the process of residual deformation calculation and post-earthquake performance evaluation by using the proposed methods. Calculation results indicate that the residual deformation of the single-column pier characterized by the Takeda model often is much larger than that of columns characterized by the Kinematic model.

**Key words:** residual deformation; maximum elasto-plastic deformation; hysteretic characteristics; stiffness after yielding; peak ground acceleration

收稿日期:2012-12-15

基金项目:国家自然科学基金重点资助项目(90815027);国家自然科学基金项目(51278081)

作者简介:张勤(1983-),男,博士,主要从事钢筋混凝土结构抗震研究,(E-mail)zhangqin8190@163.com。

贡金鑫(通信作者),男,教授,博士生导师,(E-mail)gong\_jx.vip@eyou.com。

钢筋混凝土结构在经历强震作用后会产生一定的残余变形(即不可恢复的塑性变形),残余变形的大小反映了结构损伤的程度,同时也是震后结构可修复能力的重要指标<sup>[1-2]</sup>。残余变形越大,进行修复的难度越大;当残余变形超过容许残余变形时,结构不能再修复,需拆除重建。1995年日本神户地震后,由于部分桥墩的残余变形较大,难以修复,因此不得不拆除约100根墩顶倾角大于 $1^\circ$ (侧移比为1.75%)的桥墩<sup>[3]</sup>。同样,2008年汶川地震后,也有许多框架柱和桥墩由于残余变形过大而无法修复继续使用<sup>[4-5]</sup>。中国现有的建筑抗震设计规范侧重于承载力和考虑最大弹塑性变形以及累积耗能,着眼于“小震不坏”、“中震可修”、“大震不倒”的设防目标,对于“中震可修”仍主要采用最大变形验算(见《建筑抗震设计规范》<sup>[6]</sup>附录M),对将残余变形作为震后结构性能的评价指标虽有提及,但其中并没有涉及残余变形具体的计算和分析,在设计中不具有可操作性;中国桥梁抗震规范<sup>[7]</sup>也是如此,没有震后可维修性方面的具体指标要求。实际上,这方面的研究本身涉及的很少<sup>[1-2,8-13]</sup>,尚不能为设计中的震后可维修性提供依据。只按弹塑性最大变形设计的结构总体上满足“大震不倒”的要求,但强震作用下结构损伤严重,基本丧失使用功能且难以修复,不仅造成严重的经济损失,也不利于震后救灾与重建工作的开展。日本桥梁设计规范《道路桥梁示方书与解说》<sup>[14]</sup>给出了一种桥墩地震残余变形的计算方法,并将残余变形作为桥梁设计的重要指标,而中国抗震规范中对此还未涉及。鉴于此,本文采用65条标准化后的地震波对双线性SDOF体系进行动力时程分析,基于对时程响应结果的统计分析,研究了不同参数(如滞回特性、刚度比、周期、地面峰值加速度)对体系残余变形的影响,并重点分析了平均残余变形与平均最大弹塑性变形、体系刚度比的关系;同时结合理论分析提出了分别适用于弹塑性Kinematic滞回模型和Takeda滞回模型的残余变形计算公式。最后,以一钢筋混凝土单柱桥墩为例,详细阐述了采用本文提出的方法进行单自由度体系结构的地震残余变形计算及震后结构性能评估的过程。

## 1 SDOF体系的弹塑性地震响应

### 1.1 计算模型

为得到结构的最大弹塑性变形以及残余变形地震响应,对图1所示的SDOF体系模型进行动力时程分析。模型中质点的高度 $H$ 为3000mm,支撑质点的杆件截面尺寸为 $100\text{mm}\times 100\text{mm}$ ,屈服荷载为

$F_y=329.616\text{ kN}$ ,屈服位移为 $d_y=0.0218\text{ m}$ ,体系的初始刚度(定义为屈服点处的割线刚度)为 $K_1=1.512\times 10^7\text{ N/m}$ ,阻尼比为 $\zeta=0.05$ ,体系自振周期按下式计算:

$$T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K_1}} \quad (1)$$

式中, $M$ 为体系的集中质量。给定质点质量 $M$ ,则可由式(1)确定结构的自振周期。分析中选取的周期 $T$ 范围为 $0.2\sim 8.0\text{ s}$ ,其中短周期范围内( $T<2\text{ s}$ )计算周期点选取的步长为 $0.2\text{ s}$ ,长周期范围内( $T>2\text{ s}$ )计算周期点选取的步长为 $1\text{ s}$ 。

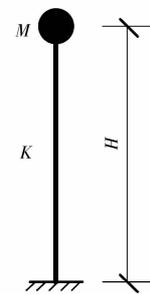


图1 单自由度体系

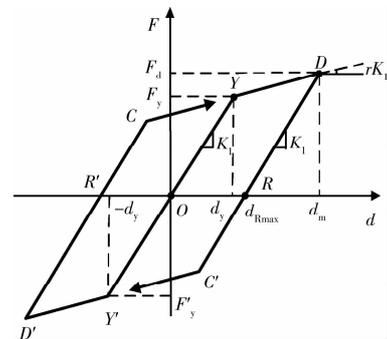


图2 Kinematic滞回模型

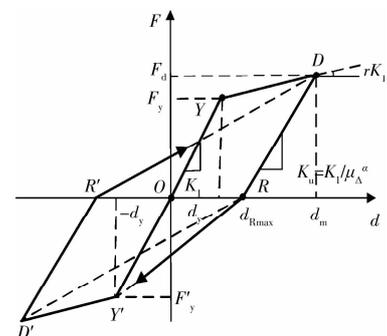


图3 Takeda滞回模型

### 1.2 滞回模型

为研究不同的滞回模型对SDOF体系的最大弹塑性变形及残余变形的影响,分别采用双线性随动硬化(Kinematic)滞回模型和Takeda滞回模型来模

拟钢筋混凝土单自由度体系的荷载-变形特性,如图 2、3 所示。图 2 所示的双线性模型未考虑体系卸载时刚度退化的影响,卸载刚度等于初始刚度  $K_1$ ,但由于其模型简单、计算高效,因而被广泛应用于钢筋混凝土结构的动力时程分析中;图 3 所示的改进 Takeda 模型,考虑了体系卸载时刚度退化的影响,能更真实地反映钢筋混凝土结构的受力特性,其卸载刚度  $K_u$  与结构的最大弹塑性变形相关,按式(2)计算。

$$K_u = \frac{K_1}{\mu_\Delta^\alpha}, \mu_\Delta = \left| \frac{d_m}{d_y} \right| \quad (2)$$

式中,  $\mu_\Delta$  为体系的相对位移延性系数;  $d_m$  为体系的最大弹塑性变形;系数  $\alpha$  取 0.4。

由图 2、3 的双线性模型可见,体系屈服后的刚度为  $rK_1$ ,其中系数  $r$  为屈服后的刚度  $K_2$  与初始刚度  $K_1$  的比值,简称刚度比。文中分别选取了  $r=0, 0.01, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3$  共 8 种不同

刚度比的双线性模型进行分析,以研究刚度比  $r$  对体系残余变形以及最大弹塑性变形的影响。

### 1.3 输入地震动及时程分析

为进行弹塑性时程分析,从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)强震数据库<sup>[15]</sup>及中国地震记录中选取了不同场地条件下的共 65 条强震记录作为地震动输入,选择时尽量避开同次记录,各地震记录的详细信息如表 1 所列。分析中将每条地震波分别标准化为峰值加速度(PGA)为 0.125, 0.25 和 0.5  $g$  的标准地震波,以研究不同 PGA 的地震波对体系平均最大弹塑性变形和平均残余变形的影响。另外,分析中每条地震波数据后都添加了 10 s 以上持时的零加速度,以使震后结构的位移响应能自由衰减至某一稳定值,进而方便地从时程响应曲线中读取有效的残余变形值。

表 1 地震记录特性

No.	Earthquake Event	Year	Station and Component	Duration	PGA/ $g$
1	Cape-Mendocino	1992	RIO Dell Overpass-FF 270	36.0	0.385
2	Cape-Mendocino	1992	Shelter Cove Airport SHL000	36.0	0.229
3	Cape-Mendocino	1992	Shelter Cove Airport SHL090	36.0	0.189
4	Chi-Chi	1999	TCU-042 N	90.0	0.199
5	Chi-Chi	1999	TCU-068 N	90.0	0.462
6	Chi-Chi	1999	TCU-095 N	90.0	0.712
7	Chi-Chi	1999	TCU-117 V	90.0	0.088
8	Imperial Valley	1940	El Centro Site 270 DEG	53.72	0.357
9	Morgan Hill	1984	Coyote Lake Dam-CA 195	59.98	0.653
10	Morgan Hill	1984	Coyote Lake Dam-CA 285	59.98	1.161
11	Morgan Hill	1984	Coyote Lake Dam-CA VERT	59.98	0.384
12	Imperial Valley	1979	Cerro Prieto 147	63.74	0.169
13	Imperial Valley	1979	Cerro Prieto 237	63.74	0.157
14	Kern County	1952	Taft Lincoln School UP	54.16	0.109
15	Kern County	1952	Taft Lincoln School 021	54.16	0.156
16	Kern County	1952	Taft Lincoln School 111	54.16	0.178
17	Kobe	1995	Kakogawa 000	40.96	0.251
18	Kobe	1995	Kakogawa 090	40.96	0.345
19	Kobe	1995	Shin-Osaka 000	40.96	0.243
20	Kobe	1995	Shin-Osaka 090	40.96	0.212
21	Yunnan Lancang	1988	Zhutang S00E	25.33	0.553
22	Yunnan Lancang	1988	Zhutang S90E	25.43	0.529
23	Yunnan Lancang	1988	Zhutang VERT	25.49	0.372
24	Landers	1992	Yermo Fire Station UP	44.0	0.136
25	Landers	1992	Yermo Fire Station 270	44.0	0.245
26	Landers	1992	Yermo Fire Station 360	44.0	0.152
27	Livermore	1980	Hayward CsuH Stadium 146	24.0	0.072
28	Loma Prieta	1989	47125 Capitola CAP090	39.98	0.399

续表 1

No.	Earthquake Event	Year	Station and Component	Duration	PGA/g
29	Loma Prieta	1989	57007 Corralitos CLS090	39.98	0.479
30	Loma Prieta	1989	58135 UCSC/Lick Lab LOB090	39.98	0.410
31	Loma Prieta	1989	58065 Saratoga Aloha Ave. STG090	40.0	0.323
32	Loma Prieta	1989	57563 Santa Teresa Hills SJ225	50.0	0.275
33	Mexico	1985	Guerrero 02-077 V90E	41.2	0.075
34	Mexico	1985	Guerrero 02-083 EW	20.98	0.010
35	Mexico	1985	Michoacan 01-001 NS	48.86	0.141
36	Mexico	1985	Michoacan 01-026 EW	25.6	0.049
37	Northridge	1994	Montebello Bluff 206	21.83	0.179
38	Northridge	1994	24464 North Hollywood 000	59.98	0.317
39	Northridge	1994	72450 Sylmar Hospital Parking NS	29.98	0.843
40	Northridge	1994	24514 Sylmar Hospital 090	40.0	0.604
41	Northridge	1994	24514 Sylmar Hospital 360	40.0	0.843
42	ParkField	1966	Cholame #2 DWN	43.69	0.255
43	San Fernando	1971	Castaic Old Ridge Route 291	30.0	0.268
44	San Fernando	1971	Castaic Old Ridge Route -DWN	30.0	0.171
45	San Fernando	1971	Hollywood Storage P. E. Lot 180	79.48	0.171
46	San Fernando	1971	Hollywood Storage P. E. Lot 90	79.48	0.211
47	San Fernando	1971	Lake Hughes #12 021	36.6	0.366
48	San Fernando	1971	Lake Hughes #12 DWN	36.6	0.167
49	Tianjin	1976	Tianjin Hospital NS	19.2	0.149
50	Tianjin	1976	Tianjin Hospital EW	19.2	0.106
51	Tangshan	1976	M0303 Qianan EW	21.92	0.099
52	Tangshan	1976	M0303 Qianan NS	22.02	0.135
53	Tangshan	1976	M0303 Qianan UP	23.19	0.081
54	Wenchuan	2008	Mianzhu EW	160.0	0.819
55	Wenchuan	2008	Mianzhu NS	160.0	0.841
56	Western Washington	1949	Olympia Hwy Test Lab N86E	89.15	0.280
57	Western Washington	1949	Olympia Hwy Test Lab N04E	89.16	0.165
58	Western Washington	1949	Olympia Hwy Test Lab DOWN	89.0	0.092
59	Whittier Narrows	1987	El-Monte CA N00W	28.26	0.133
60	Whittier Narrows	1987	El-Monte CA N90W	28.28	0.237
61	Whittier Narrows	1987	Inglewood Union Oil 000	39.99	0.299
62	Whittier Narrows	1987	Inglewood Union Oil 090	39.99	0.247
63	Westmoreland	1981	West 2588 Westmoreland SOUT	88.48	0.444
64	Westmoreland	1981	West 2588 Westmoreland EAST	88.44	0.361
65	Westmoreland	1981	West 2588 Westmoreland UP	88.46	0.546

采用 SAP2000 软件对 SDOF 体系模型进行弹性时程分析,分析中体系的阻尼采用 Rayleigh 阻

尼来表示,数值积分采用 Newmark-beta 方法。需要说明的是,分析中未考虑体系的桩土相互作用及

$P-\Delta$  效应。图 4 给出了 SDOF 体系在 El Centro 波下的弹塑性时程分析实例。由图 4 可看出,当体系的周期、刚度比给定后,在相同地震波下采用 Takeda 模型和 Kinematic 模型计算出的时程响应有很大差别,采用 Takeda 模型得出的残余变形要明显小于采用 Kinematic 模型的值,而由两种模型计算出的相对位移延性需求  $\mu_{\Delta}$  则大致相当,这表明滞回特性对体系残余变形的大小有着较为明显的影响。

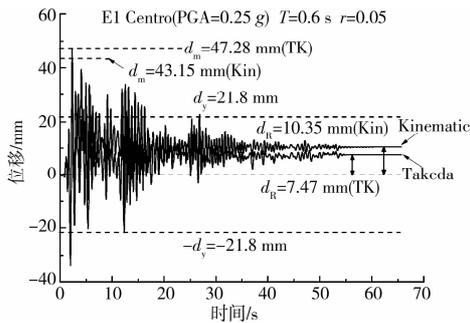


图 4 不同滞回特性时的弹塑性时程分析结果

## 2 计算结果分析

图 5、6 分别给出了不同滞回模型(Takeda 模型和 Kinematic 模型)下 SDOF 体系的最大弹塑性变形平均值  $\bar{d}_m$  和残余变形平均值  $\bar{d}_r$  随周期、刚度比以及地震波峰值加速度(PGA)变化的影响。其中,  $\bar{d}_m$  和  $\bar{d}_r$  为 65 条地震波时程分析的统计平均结果,统计中剔除了整个动力时程分析中结构始终保持弹性(未屈服)状态和相对位移延性系数  $\mu_{\Delta}$  大于 10 的结果,这是因为地震中保持弹性的结构不会产生残余变形,而位移延性系数  $\mu_{\Delta}$  大于 10 的结构则可能不满足保证“大震不倒”的最大弹塑性变形要求。

由图 5 可以看出,SDOF 体系的最大弹塑性变形受周期及地震波峰值加速度(PGA)的影响较为明显,而基本不受体系的刚度比和滞回模型特性的影响。对比图 5 中 Takeda 模型(左图)和 Kinematic 模型(右图)的计算结果可以看出,2 种模型得出的

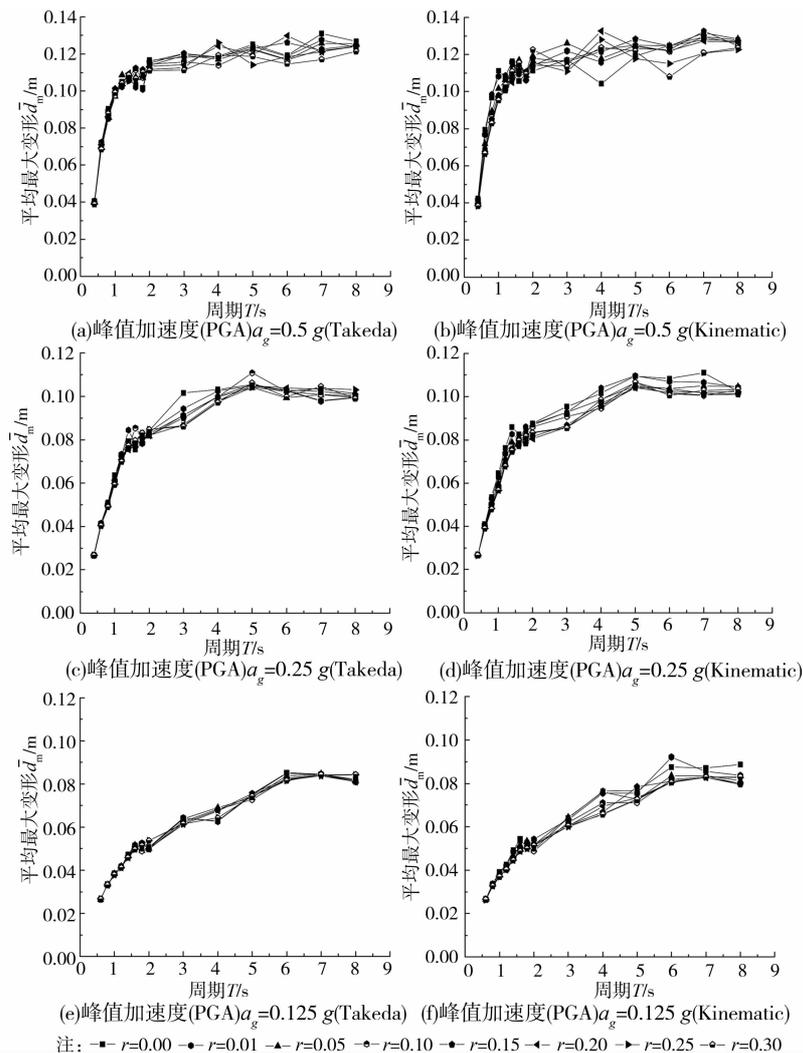


图 5 不同滞回模型的最大弹塑性变形平均值  $\bar{d}_m$  随刚度比、周期以及地震波峰值加速度(PGA)变化的影响

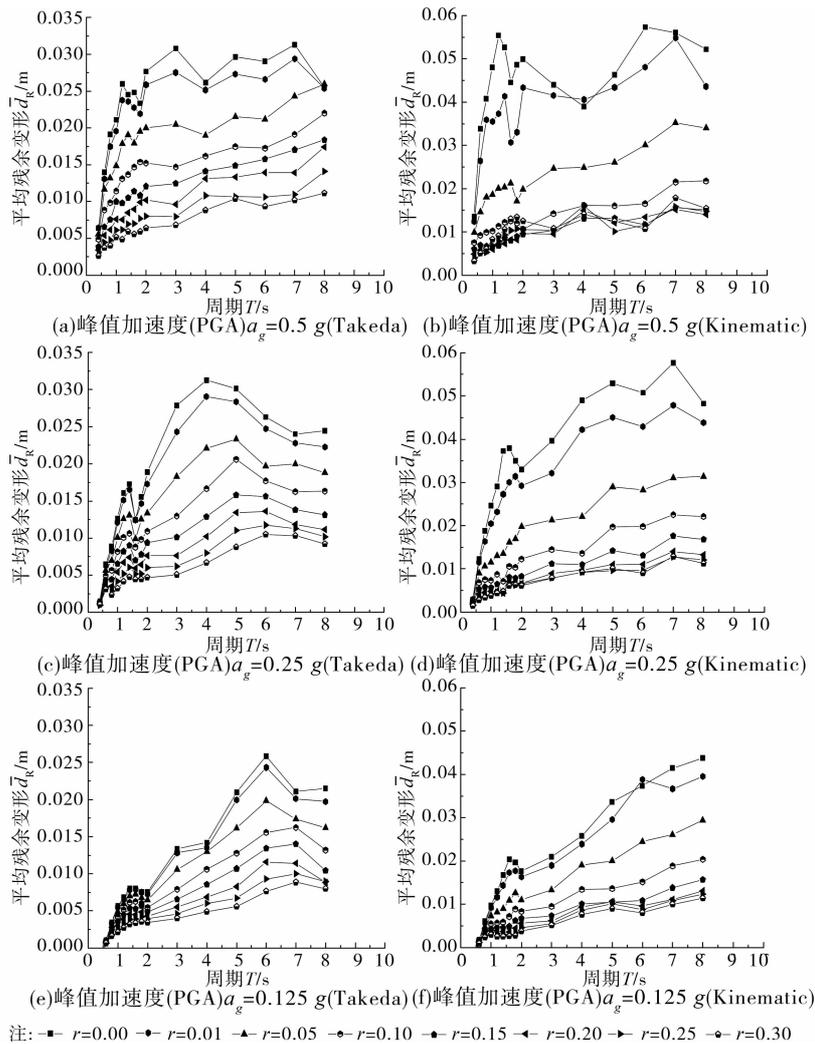


图 6 不同滞回模型的残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 随周期、刚度比以及地震波峰值加速度(PGA)变化的影响

最大弹塑性变形平均值 $\bar{d}_m$ 随周期  $T$  变化的趋势基本一致,而且相同周期下计算出的最大弹塑性变形值也非常接近。体系刚度比  $r$  的变化对计算结果几乎无影响,不同刚度比下的 $\bar{d}_m - T$ 变化曲线基本重合。周期对最大弹塑性变形的影响可分为两个阶段,在周期  $T < 2.0$  s 的范围内,最大弹塑性变形平均值 $\bar{d}_m$ 随周期  $T$  的增大急剧增大;而在周期  $T > 2.0$  s 的范围内, $\bar{d}_m$ 随  $T$  增大的趋势明显变缓甚至保持水平直线。地面峰值加速度(PGA)对最大弹塑性变形有显著影响,PGA 越大,同周期下计算出的最大弹塑性变形平均值 $\bar{d}_m$ 越大, $\bar{d}_m$ 的增大程度与PGA 的增加幅度呈非线性关系。

由图 6 可以看出,滞回模型特性、体系刚度比、地震波峰值加速度(PGA)以及周期(尤其是  $T < 2.0$  s 的短周期)对 SDOF 体系的残余变形均有较明显的影响。由基于 Takeda 模型(左图)和 Kinematic 模型(右图)的计算结果对比可看出,2 种模型得出的残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 随周期  $T$  变化的趋势大致相

同,但相同周期下采用 Kinematic 模型计算出的残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 明显大于 Takeda 模型的值。体系刚度比  $r$  对残余变形有较大影响,刚度比越大残余变形越小,但采用 Kinematic 模型计算时,当体系刚度比  $r$  增至 0.15 后,再增大刚度比,残余变形减小幅度显著减小甚至可忽略。周期对残余变形的影响也可分为两个阶段,在周期  $T < 2.0$  s 的范围内,残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 随周期  $T$  的增大显著增大;而在周期  $T > 2.0$  s 的范围内, $\bar{d}_R$ 随  $T$  增大的趋势变缓甚至出现波动或反弹,呈现较不规则的变化规律。地面峰值加速度(PGA)对残余变形的影响显著,PGA 越大,相同周期下计算出的残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 越大, $\bar{d}_R$ 的增大程度与PGA 的增加幅度呈非线性关系。

Macrae 等<sup>[8]</sup>的研究表明,SDOF 体系的残余变形与最大弹塑性变形没有明确的关系,相对位移延性系数的大小对残余变形的影响较小。这一结论是建立在分析中体系的位移延性需求预先给定以及少量地震波记录分析结果统计的基础上的,而实际上

结构的残余变形理论值很大程度上取决于最大弹塑性变形(或位移延性系数)的大小。Borzi 等<sup>[6]</sup>的研究也表明,位移延性系数是影响残余变形大小的重要参数,残余变形与最大弹塑性变形比 $d_m$ 随位移延性系数的增大而增大。为研究体系残余变形与最大弹塑性变形的关系,图 7 给出不同 PGA 下分别采用 Takeda 模型和 Kinematic 模型计算出的残余变形

平均值 $\bar{d}_R$ 和位移延性系数平均值 $\bar{\mu}_\Delta$ 的关系。由图 7 可看出,两种模型下残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 与位移延性系数平均值 $\bar{\mu}_\Delta$ 均大致呈线性递增关系,且刚度比越小线性递增斜率越大(越陡);对于 Kinematic 模型,当刚度比 $r \geq 0.15$ 时, $\bar{d}_R$ 随 $\bar{\mu}_\Delta$ 递增的趋势明显变缓,这进一步说明了刚度比对残余变形的大小有着非常重要的影响。

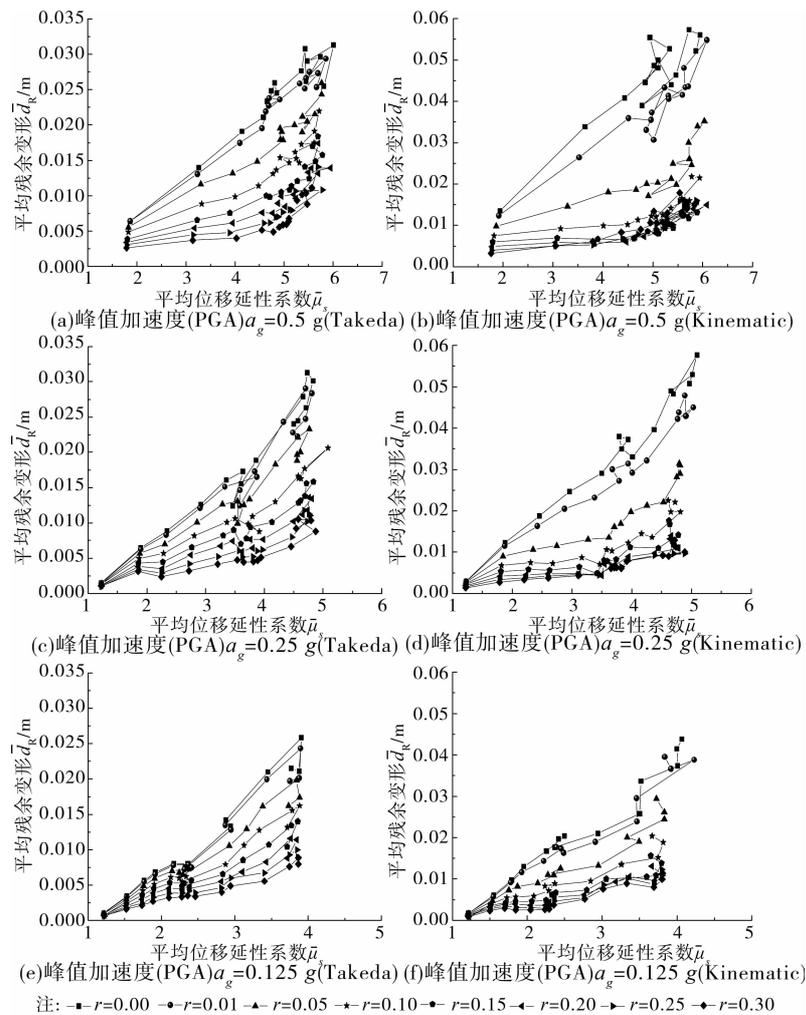


图 7 残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 与位移延性系数平均值 $\bar{\mu}_\Delta$ 的关系

### 3 残余变形简化计算公式

结构在经历地震作用后的最大可能残余变形 $d_{R \max}$ 是指结构由峰值位移处沿卸载路径卸载至零恢复力处的位移,可由最大弹塑性变形求得。根据图 2、3 所示的滞回模型,SDOF 体系的最大可能残余变形 $d_{R \max}$ 可由下式计算:

$$d_{R \max} = \left(1 - \frac{rK_1}{K_u}\right) d_m + (r-1) \frac{K_1}{K_u} d_y$$

$$= \left(1 - r\left(\frac{d_m}{d_y}\right)^\alpha\right) d_m + (r-1) \left(\frac{d_m}{d_y}\right)^\alpha d_y$$

$$= (1 - r\mu_\Delta^\alpha) \mu_\Delta d_y + (r-1) \mu_\Delta^\alpha d_y \quad (3)$$

式中,系数 $\alpha$ 取为 0 时对应于 Kinematic 模型,系数 $\alpha$ 取为 0.4 时对应于 Takeda 模型。

采用式(3)计算的残余变形值往往大于弹塑性时程分析得到的值(即实际地震残余变形值 $d_R$ ),造成这一差异主要原因是,动力时程分析中体系经历最大变形后仍可能继续振动,卸载并非由最大变形处开始,如图 4 所示。为分析实际地震残余变形 $d_R$ 与最大可能残余变形 $d_{R \max}$ 的关系,采用式(3)对不同刚度比和位移延性系数(如图 7 所示)下体系的最大可能残余变形 $d_{R \max}$ 进行计算,并将其与相应时程

分析的残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 进行比较。图8和图9分别给出了基于Takeda模型和Kinematic模型的关系。

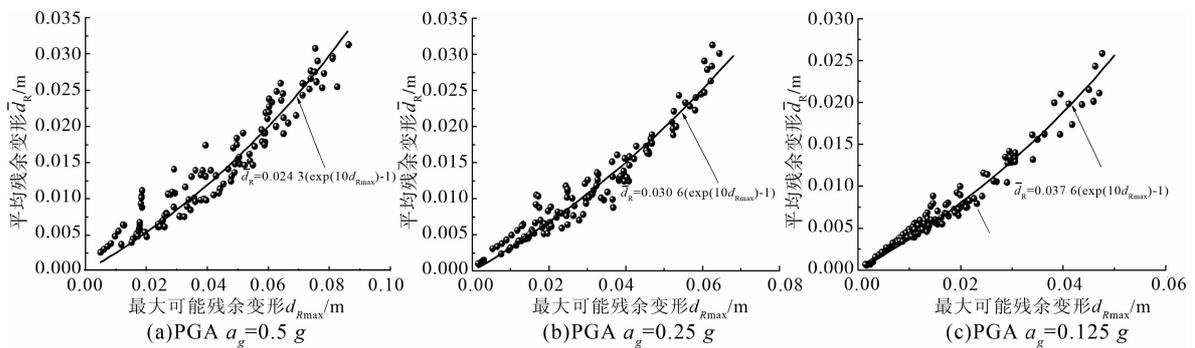


图8 基于Takeda模型的最大可能残余变形 $d_{R\max}$ 与时程分析残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 的关系

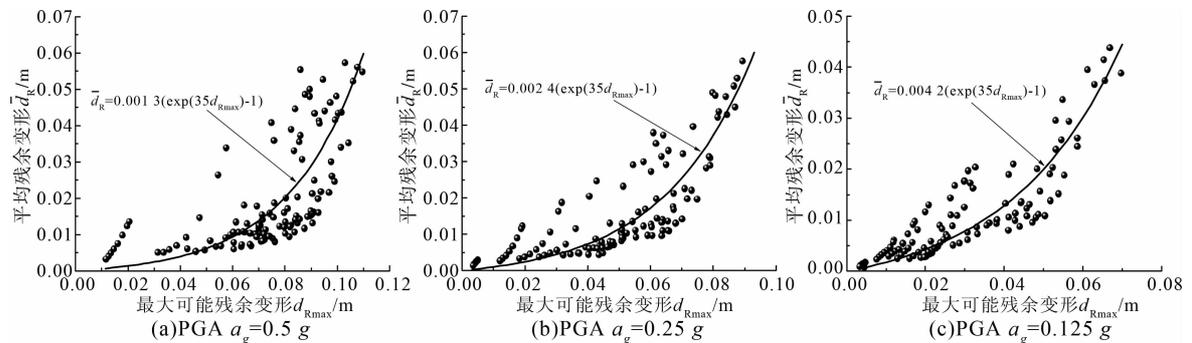


图9 基于Kinematic模型的最大可能残余变形 $d_{R\max}$ 与时程分析残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 的关系

由图8、9可看出,基于2种模型的弹塑性时程分析的残余变形平均值 $\bar{d}_R$ 与最大可能残余变形 $d_{R\max}$ 均大致呈指数函数关系。对于Takeda模型,对应于峰值加速度(PGA) $a_g = 0.5, 0.25, 0.125\text{ g}$ 时的函数变化参数分别为0.0243、0.0306、0.0376;对于Kinematic模型,对应于峰值加速度(PGA) $a_g = 0.5, 0.25, 0.125\text{ g}$ 时的函数变化参数分别为0.0013、0.0024、0.0042。考虑峰值加速度(PGA)的影响,基于2种模型的地震残余变形 $\bar{d}_R$ 可分别按下式计算:

$$d_R = \left( \frac{0.019}{a_g^{1/3}} \right) (\exp(10d_{R\max}) - 1)$$

$$= \left( \frac{0.019}{a_g^{1/3}} \right) \left[ \exp \left[ 10 \left[ \left( 1 - r \left( \frac{d_m}{d_y} \right) \right) d_m + \left( r - 1 \right) \left( \frac{d_m}{d_y} \right) d_y \right] \right] - 1 \right]$$

(Takeda) (4)

$$d_R = \left( \frac{0.00074}{a_g^{5/6}} \right) (\exp(35d_{R\max}) - 1)$$

$$= \left( \frac{0.00074}{a_g^{5/6}} \right) \left[ \exp \left[ 35 \left[ \left( 1 - r \left( \frac{d_m}{d_y} \right) \right) d_m + \left( r - 1 \right) \left( \frac{d_m}{d_y} \right) d_y \right] \right] - 1 \right]$$

$$\text{(Kinematic)} \quad (5)$$

式中, $a_g$ 的单位为 $\text{g}$ ( $9.8\text{ m/s}^2$ ); $d_{R\max}$ 、 $d_m$ 和 $d_y$ 的单位均为 $\text{m}$ 。需要说明是,式(4)和(5)是基于对不同SDOF体系弹塑性地震响应的平均值进行统计分析建立的,分析中体系的刚度比 $r$ 的变化范围为 $0.0 \sim 0.3$ ,相对位移延性系数 $\mu_\Delta$ 的变化范围约为 $1.0 \sim 6.0$ (即结构的最大弹塑性变形 $d_m$ 的变化范围约为 $d_y \sim 6d_y$ ),因而在进行残余变形计算时需考虑公式的适用范围。另外,由图8、9还可看出,基于Takeda模型的计算结果的离散性要明显小于基于Kinematic模型。

## 4 实例分析

下面以图10(a)所示的某一钢筋混凝土单柱桥墩为例,详细说明采用本文提出的方法进行单自由度体系结构的地震残余变形计算及震后结构性能评估的过程。桥墩高 $H = 6\text{ m}$ ,上部结构的集中质量 $M = 1.2 \times 10^5\text{ kg}$ 。柱墩的截面尺寸及配筋详情如图10(b)所示,具体参数如下:截面尺寸为 $1000\text{ mm} \times 1000\text{ mm}$ ;混凝土轴心抗压强度为 $30\text{ MPa}$ ,柱周纵向对称配置 $12\text{ } \Phi 28$  III级钢筋,屈服强度设计值为 $360\text{ MPa}$ ,极限强度为 $500\text{ MPa}$ ;横向配置 $\Phi 10 @ 100$

Ⅱ级钢筋,屈服强度设计值为 300 MPa;混凝土保护层厚度为 30 mm。桥墩所在位置的场地类别为Ⅲ类,设计地震分组为第二组,抗震设防烈度为 8 度罕遇地震。

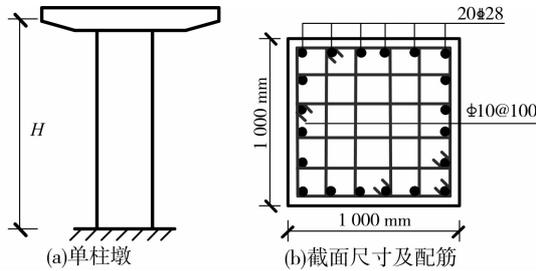


图 10 桥墩及截面配筋示意图

#### 4.1 最大弹性塑变形及刚度比

本文提出的地震残余变形计算方法是先获得结构双线性荷载-变形曲线的刚度比以及最大弹塑性变形为基础的。对于钢筋混凝土结构,可采用截面分析及塑性铰模型建立荷载-变形曲线,再通过 Pushover 方法确定不同滞回模型下(Takeda 模型和 Kinematic 模型)结构的最大弹塑性变形(抗震性能点),进而得到近似双线性荷载-变形曲线的刚度比,如图 11 所示。图中 Y 点为结构的屈服点, D 点为结构的抗震性能点(最大变形点)。

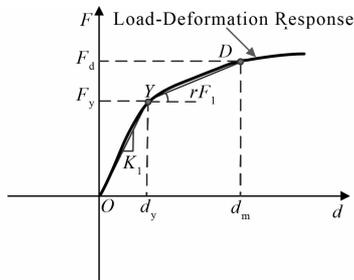


图 11 结构最大变形和刚度比的确定

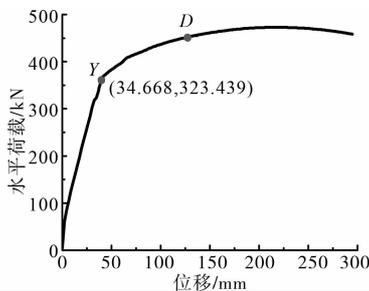


图 12 结构荷载-变形曲线

分析中,采用的钢筋、混凝土材料的本构模型及塑性铰模型参见文献[17]。计算得到的墩柱荷载-变形曲线如图 12 所示,图中 Y 点为墩柱的屈服点,屈服位移为 34.668 mm,屈服剪力为 323.439 kN; D 点为假定的柱最大位移反应点。采用 ATC-40 建议

的能力谱法对结构进行 pushover 分析,地震反应谱根据我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)<sup>[6]</sup>确定,结构等效阻尼比  $\zeta_{eq}$  基于对图 2、3 所示的单滞回环  $DC'D'C'$  (Kinematic) 和  $DRD'R'$  (Takeda) 的分析分别按下式计算:

$$\zeta_{eq} = 0.05 + \frac{2}{\pi} \frac{F_y d_m - d_y F_d}{F_d d_m} \quad (\text{Kinematic 模型}) \quad (6)$$

$$\zeta_{eq} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left[ \frac{F_d}{F_y} \left( \frac{d_m}{d_y} \right)^{-0.6} \right] \quad (\text{Takeda 模型}) \quad (7)$$

式中,  $F_d$  为结构最大变形  $d_m$  对应的水平荷载。

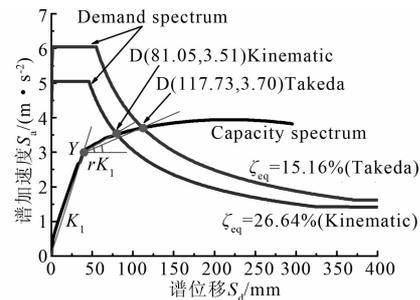


图 13 坐标系中的目标位移

图 13 示出了 A-D 格式下采用不同滞回模型得出的结构抗震性能点。由图可看出,采用 Kinematic 模型进行分析时,结构的最大弹塑性变形  $d_m = 81.05$  mm,位移延性系数  $\mu_\Delta = 2.34$ ,体系刚度比  $r = 0.23$ ,等效阻尼比  $\zeta_{eq} = 26.64\%$ ;而采用 Takeda 模型进行分析时,结构的最大弹塑性变形  $d_m = 117.73$  mm,位移延性系数  $\mu_\Delta = 3.22$ ,体系刚度比  $r = 0.17$ ,等效阻尼比  $\zeta_{eq} = 16.81\%$ 。假定结构最大弹塑性变形位移角限值为  $1/30$ ,而本文分析得到的最大变形位移角值  $\theta = 0.08105/6 \approx 1/74$  (Kinematic)、 $\theta = 0.11173/6 \approx 1/54$  (Takeda),均小于规定的限值,满足 8 度罕遇地震下最大变形性能的要求。

#### 4.2 残余变形计算及震后修复性能评估

采用 pushover 方法确定结构最大变形的同时也可得到结构屈服后的有效周期  $T_d = 0.95$  (Kinematic)、 $T_d = 1.09$  (Takeda),结合《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)<sup>[6]</sup>给出的加速度反应谱计算公式,可求得基于不同滞回模型的反应谱加速度  $a_g = 0.33$  g (Kinematic)、 $a_g = 0.34$  g (Takeda)。将相关参数分别代入式(4)和式(5)即可求得结构的地震残余变形  $d_R = 4.74$  mm (Kinematic)、 $d_R = 11.68$  mm (Takeda),对应的残余变形位移角  $\theta_R = 0.08\%$  (Kinematic)、 $\theta_R = 0.19\%$  (Takeda)。根据日本《道路桥梁示方书与解说》(2002)<sup>[14]</sup>中结构残余变形位移角不超过 1% 的限定,则该单柱桥墩具有良好的抗震及震后修复能力。

值得注意的是,基于 Kinematic 模型和 Takeda

模型的残余变形计算结果有较大差异, Kinematic 模型高估了结构的滞回耗能能力, 抗震性能分析结果偏于不安全; 而 Takeda 模型的计算结果则相对趋于安全。在对实际结构进行设计和震后性能分析时, 应根据需要选择合理的计算模型, 即根据实际结构本身的特性、重要性以及用途等确定采用的分析模型, 在一定程度上实现基于性能的抗震设计方法。

## 5 结 论

地震残余变形作为震后结构性能控制的重要指标, 应在结构抗震设计中予以考虑。本文基于对 SDOF 体系弹塑性地震响应的统计分析, 系统研究了不同参数对体系残余变形的影响, 其中滞回模型特性、体系刚度比、地面峰值加速度(PGA)以及最大弹塑性变形对残余变形的影响较大; 同时结合理论分析提出了分别适用于弹塑性 Kinematic 滞回模型和 Takeda 滞回模型的残余变形计算方法。该方法是以获得结构的最大弹塑性变形为基础的, 能与传统的基于结构最大变形性能的抗震分析方法(Push-over 方法)很好地结合, 强调首先保证结构的最大地震变形性能再考虑其震后可修复性, 这与当前的结构抗震评估及设计理念也可以较好地适应。需要说明是, 基于不同滞回模型的残余变形计算结果有较大差异, 其中基于 Takeda 模型的结构残余变形的计算结果偏于安全。

### 参考文献:

- [1] Kawashima K, Macrae G A, Hoshikuma J, et al. Residual displacement response spectrum [J]. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 1998, 124(5):523-530.
- [2] 贡金鑫, 程玲, 张勤. 结构静力非线性分析与弹塑性时程分析结果的统计关系及残余变形计算[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(12):224-233.  
Gong J X, Cheng L, Zhang Q. Statistical relationship between results of static nonlinear analysis and elastoplastic time-history and calculation of residual deformation for structures [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(12):224-233.
- [3] Takada S, Okimura T, Lee T Y. Seismic motion and damage characteristics[R]. Tokyo: Preliminary Report on the Great Hanshin Earthquake, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, 1995, 270-286.
- [4] 贡金鑫, 张勤, 王雪婷. 从汶川地震灾害看现行国内外桥梁抗震设计方法(一)[J]. *公路交通科技*, 2010, 27(9):44-54.  
Gong J X, Zhang Q, Wang X T. Comparative study on bridge seismic design approaches in different specifications based on survey of disaster in wenchuan earthquake (1) [J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2010, 27(9):44-54.
- [5] 孙治国, 王东升, 李宏男, 等. 汶川地震钢筋混凝土框架震害及震后修复建议[J]. *自然灾害学报*, 2010, 19(4):114-123.  
Sun Z G, Wang D S, Li H N, et al. Damage investigation of RC frames in Wenchuan earthquake and suggestions for post-earthquake rehabilitation [J]. *Journal of Natural Disasters*, 2010, 19(4):114-123.
- [6] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [7] JTG/T B02—01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
- [8] Macrae G A, Kawashima K. Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997, 26:701-716.
- [9] Christopoulos C, Pampanin S, Priestley M J N. Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part I: Single-degree-of-freedom systems [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2003, 7(1):97-118.
- [10] Christopoulos C, Pampanin S. Towards performance-based design of MDOF structures with explicit consideration on residual deformations [J]. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 2004, 41(1):53-73.
- [11] Ruiz G J, Miranda E. Residual displacement ratios for assessment of existing structures [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2006, 35(3):315-336.
- [12] Yazgan U. The use of post-earthquake residual displacements as a performance indicator in seismic assessment [D]. Zürich: Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute Technology, 2010.
- [13] Yazgan U, Dazio A. Post-earthquake damage assessment using residual displacements [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2012, 41:1257-1276.
- [14] JRA. Design specifications of highway bridges. Part V: Seismic design [S]. Tokyo: Japan Road Association, Ministry of Construction, 2002.
- [15] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strongmotion database [DB/OL]. California: Berkley, 2005 [ Sep, 2005 ]. <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>
- [16] Borzi B, Calvi G M, Elnashai A S, et al. Inelastic spectra for displacement-based seismic design [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2001, 21(1):47-61.
- [17] 张勤, 贡金鑫, 姜凤娇, 等. 钢筋混凝土柱非线性特性的分析方法 [J]. *土木建筑与环境工程*, 2011, 33(6):51-58.  
Zhang Q, Gong J X, Jiang F J, et al. Analysis method for nonlinear properties of reinforced concrete columns [J]. *Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering*, 2011, 33(6):51-58.