

钢框架-带竖缝钢板剪力墙系统的塑性耗能评估

柯珂^{1,2}, 陈以一^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 从耗能视角出发, 提出了结构基于塑性耗能的抗震性能评估方法. 结合理论推导和有限元数值方法建立了以弯曲小柱作为耗能单元的带竖缝钢板剪力墙(SSWS)塑性耗能计算方法. 基于钢框架及 SSWS 的协同耗能机制, 提出了考虑地震动力特性的损伤指标. 通过有限元参数分析、既有的试验结果的校验及钢框架-带竖缝钢板剪力墙结构算例非线性时程分析, 证明 SSWS 塑性耗能计算方法及结构体系评估方法有良好精度, 可用于评估结构在给定地震动下的行为.

关键词: 钢框架; 带竖缝钢板剪力墙; 塑性耗能; 抗震性能; 损伤指标

中图分类号: TU391

文献标志码: A

Plastic-energy-based Seismic Assessment of Steel Frame-Steel Shear Wall with Slits

KE Ke^{1,2}, CHEN Yi^{1,2}

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In view of energy dissipation, the plastic-energy-based seismic assessment method of system is established. A calculation method of plastic energy dissipation of steel shear wall with slits (SSWS) is established by theoretical and finite element analysis, in which the flexural links are regarded as the basic energy dissipative components of SSWS. Based on the synergetic energy dissipative mechanism, an assessment method with the damage index considering property of ground motions is proposed. The theory is confirmed by the finite element parametric analysis, experimental results and the structural nonlinear dynamic analysis. Results indicate that the proposed calculation approach in consideration of the plastic energy of SSWS and the assessment method exhibits satisfying accuracy and it can be used to estimate the seismic behavior under given ground motion, demonstrating its rationality.

Key words: steel frame; steel shear wall with slits (SSWS); plastic energy dissipation; seismic performance; damage index

钢框架-带竖缝钢板剪力墙体系在地震作用下具有稳定的耗能能力, 这已在各国研究和试验^[1-5]中得到验证. 带竖缝钢板剪力墙(steel shear wall with slits, SSWS)作为一种新型的抗侧力构件和耗能器件, 通过在墙板上开设竖缝形成一系列小柱, 将以剪切抵抗为特征的水平承载构件转变为以小柱弯曲抵抗为特征的构件, 使得小柱成为 SSWS 进入塑性后的主要耗能元件, 其具有优良的耗能能力. 对于钢框架-带竖缝钢板剪力墙结构体系, 研究亦表明钢框架和 SSWS 有良好的协同工作性能^[4]. 然而, 既有研究多以墙板或子结构为对象, 对于结构体系弹塑性响应尚无充分研究, 对于结构的极限设计和评估仍需依赖于代价较高的非线性时程分析. 从耗能的视角出发^[6], 结构体系在地震动下存在动态的输入能和吸收能的平衡关系^[7], 而现有研究多聚焦于承载力及刚度特性^[1-3], 对于钢框架-带竖缝钢板剪力墙结构系统耗能机制的研究多基于拟静力试验结果, 而未考虑地震动特性.

本文基于受弯小柱简化塑性模型提出 SSWS 的塑性耗能计算方法, 并通过参数分析验证其计算精度. 根据钢框架-带竖缝钢板剪力墙结构的塑性机构模型, 并考虑地震动力特性, 建立基于塑性耗能的抗震性能评估方法, 提出可用于预测结构极限状态的损伤指标.

1 带竖缝钢板剪力墙的塑性耗能简化计算方法

1.1 简化模型与计算理论

收稿日期: 2013-05-05

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51038008)

第一作者: 柯珂(1987—), 男, 博士生, 主要研究方向为钢结构抗震. E-mail: 1987keke@tongji.edu.cn

通讯作者: 陈以一(1955—), 男, 工学博士, 教授, 博士生导师, 主要研究方向为钢结构、组合结构等. E-mail: yiyichen@tongji.edu.cn

图 1 所示为 SSWS 构造及受弯小柱的简化力学模型,其中 h 、 b 分别为小柱的高度、宽度; H 、 W 分别为墙板的高度和宽度; F 为小柱承受的水平力; δ 为小柱的侧向位移.本文中假定:①小柱端部可形成理想的塑性铰;②仅考虑小柱的弯曲耗能;③小柱不发生屈曲.则小柱在单向水平荷载下的塑性耗能 E_{pc} 可计算如下:

$$E_{pc} = 2M_{pl}\theta_{pl} \quad (1)$$

式中: M_{pl} 、 θ_{pl} 分别为小柱的塑性弯矩和塑性转角.分别由式(2)、(3)计算:

$$M_{pl} = f_y \frac{b^2 t}{4} \quad (2)$$

$$\theta_{pl} = \frac{\delta - \delta_e}{h} \quad (3)$$

式中: f_y 为钢材屈服强度; t 为墙板的厚度; δ_e 为小柱的弹性位移,由式(4)、(5)求得:

$$\delta_e = \frac{h^3}{12EI} V_e \quad (4)$$

$$V_e = \frac{2M_y}{h} \quad (5)$$

式(4)–(5)中: V_e 为小柱屈服剪力, M_y 为小柱边缘屈服弯矩; E 为钢材弹性模量; I 为小柱惯性矩.由式(1)–(5),可在已知位移下求得小柱塑性耗能 E_{pc} ,

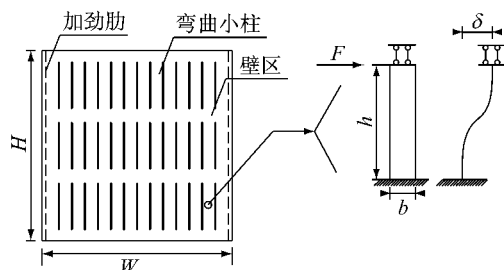


图 1 SSWS 及小柱模型

Fig.1 Constitution of SSWS and model of flexural links

其值不应小于 0,即应满足小柱已进入塑性的前提.

因小柱为 SSWS 的基本单元(图 1),故可将其塑性耗能的计算公式推广至整片墙体.当采取了有效措施防止墙板失稳时,SSWS 在侧向荷载下塑性变形主要集中于各小柱端部,可等效为一系列发生塑性转动的受弯小柱(图 2).塑性铰的转动耗能可计算如下:

$$E_{pw} = 2nmM_{pl}\theta_{pl} \quad (6)$$

式中: E_{pw} 为 SSWS 在侧向位移下的塑性耗能; m 为墙板小柱排数; n 为每排小柱个数.式(6)基于以下假定:①竖缝均匀对称分布;②仅考虑小柱弯曲铰对耗能的贡献,不考虑壁区及边缘加劲耗能.

1.2 简化计算方法有限元验证

为校验上述简化模型的计算精度,采用通用有限元分析软件 ABAQUS 建立一系列 SSWS 的有限元模型(表 1),分析水平荷载作用下的塑性耗能.分析模型采用 S4R 壳单元,钢材为理想弹塑性材料.通过对 SSWS 施加水平荷载,分析其塑性耗能.分析模型考察影响 SSWS 性能的几个关键参数^[1-2] (b/t 、 h/b 、 H/W 、 mh/H 、 f_y),墙板两边采用 90 mm×10 mm 的方钢管进行全高范围加劲.

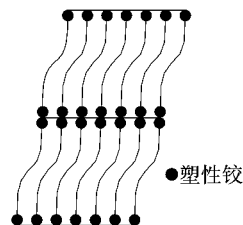


图 2 SSWS 水平荷载下机构图

Fig.2 Mechanism of SSWS under lateral loading

表 1 SSWS 有限元模型

Tab.1 Finite element models of SSWS

模型编号	H/mm	W/mm	b/mm	h/mm	$n/\text{个}$	$m/\text{排}$
SSWS1	2 140	1 950	128	500	14	3
SSWS2	2 140	1 950	128	825	14	2
SSWS3	2 140	1 108	128	500	8	3
SSWS4	2 140	2 000	188	800	10	2
SSWS5	2 140	1 950	128	500	14	2
SSWS6	2 140	1 950	128	500	14	1
SSWS7	2 140	1 950	128	700	14	2
SSWS8	2 140	1 950	128	750	14	2
SSWS9	2 140	1 950	183	750	10	2
SSWS10	2 140	1 950	288	750	7	2

表 1 列出了 10 个系列的 SSWS 模型几何参数,通过采用不同的钢板外围尺寸与小柱尺寸形成 10

种墙板形式.为考虑厚度的影响,对于所列每种模型分别取厚度为 8、10、12 mm;为考虑钢材屈服强度 f_y 的影响,对 SSWS1、SSWS3 及 SSWS4 系列模型分别取用屈服强度 165、235 和 345 MPa,其余系列模型取屈服强度为 235 MPa.

表 1 所列模型在位移角分别为 1.5%、2% 及 4% 时塑性耗能的有限元分析 (finite element analysis, FEA) 结果与其相应位移下由式(6)得到的简化计算结果的对比如图 3 所示,108 个数据点中每一点横坐标对应简化计算结果,纵坐标对应有限元分析结果.对于多数模型,在位移角较小时,塑性耗能的简化计算结果略大于有限元分析结果,其主要原因是偏大地估计了小柱从边缘塑性到全截面屈服

过程中积累的塑性耗能. 当位移角增至 2% 时, 塑性耗能的简化计算结果与有限元分析结果较为吻合. 当位移角增大至 4%, 塑性耗能的简化计算结果偏小, 主要因为此时剪切变形已较大, 壁区和加劲肋已发展塑性, 而简化计算中并未考虑该部分的贡献. 此外, SSWS5 与 SSWS6 系列模型采用简化计算方法得到塑性耗能始终低于有限元分析结果, 这是由于

在此类开缝条件下壁区及加劲肋对耗能有较大贡献, 该部分耗能并未纳入简化计算结果中. SSWS10 系列模型对应的塑性耗能简化计算结果高于有限元分析结果, 这是由于简化计算公式(6)基于墙板和小柱不失稳的假定, 而当小柱宽厚比较大时该假定不再满足, 耗能能力会因失稳而退化.

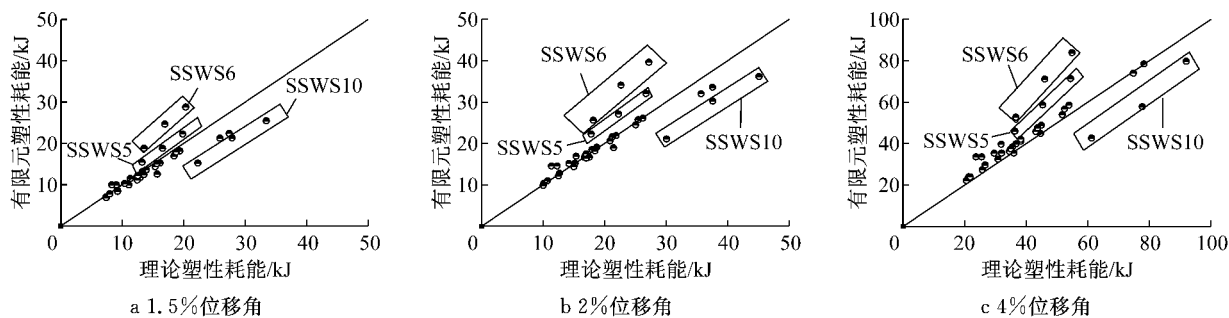


图 3 SSWS 塑性耗能计算值与有限元值比较

Fig.3 Comparison of dissipated plastic energy of SSWS between prediction and FEA results

SSWS 的塑性耗能简化计算方法假定其在水平荷载作用下呈现以小柱受弯为主的破坏模式, 且墙板或小柱的失稳不先于各小柱端塑性铰形成. 而既有研究亦表明为保证 SSWS 良好的延性, 应满足以上假定要求. 文献[2]在 Hitaka 试验研究^[1]基础上, 经过大量参数分析, 提出了墙板开缝参数的推荐范围. 本节分析结果表明, 当墙体开缝参数位于此推荐范围内, 简化计算公式(6)具有较高的精度. 可见基于弯曲小柱的简化模型可用于定量评估 SSWS 的

塑性耗能.

1.3 简化计算方法的试验验证

为进一步验证简化算法的精度, 对文献[6]进行的试验研究所得的 SSWS 滞回曲线进行塑性能统计(计算对应加载级下滞回圈包围面积), 并由本文所提的简化算法计算其塑性能, 材料强度取材性试验的平均屈服强度. 两个试件的滞回曲线如图 4 所示, 塑性能与简化计算结果的对比如图 5 所示. 结果的比较表明简化方法具有良好的精度, 证明了其合理性.

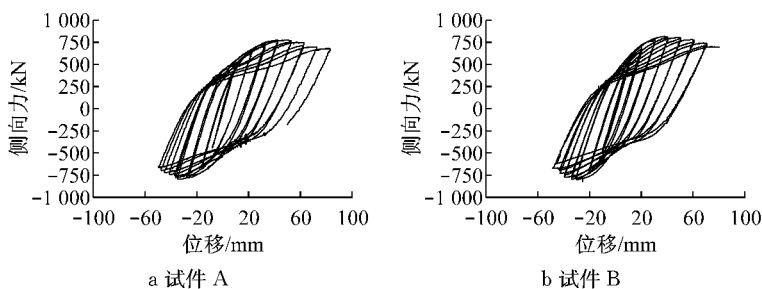


图 4 试验的滞回曲线

Fig.4 Cyclic curves of tested specimens

2 钢框架-带竖缝钢板剪力墙基于塑性耗能的评估方法

对于结构体系, 其在地震动下存在输入能和吸收能的平衡, 而塑性耗能直接反映了结构的损伤和破坏. 对于钢框架-带竖缝钢板剪力墙体系, 试验表明框架与 SSWS 存在协同耗能机制^[4], 结合 1.1 节

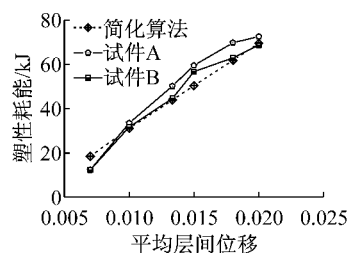


图 5 简化算法与试验结果的比较

Fig.5 Comparison of calculation method and experimental results

SSWS 的塑性耗能简化计算方法, 可在预期机构下评定结构体系的耗能能力, 并考虑地震动频谱特性与结构振动特性, 建立地震动下结构的塑性能平衡方程, 用于体系的抗震设计与评估.

2.1 结构体系的塑性耗能能力

对于多层钢框架-带竖缝钢板剪力墙结构体系, 在 1.1 节 SSWS 的小柱模型的基础上, 可确定结构的预期塑性机构, 如图 6 所示. 基于 1.1 节 SSWS 塑

性耗能简化计算方法和钢框架的耗能机制,钢框架-带竖缝钢板剪力墙的塑性耗能 E_p 可由式(7)–(10)计算确定:

$$E_p = E_f + E_{pw} \quad (7)$$

$$E_f = \left(\sum M_{pc,1} + \sum_{i=1}^N M_{pb,i} \right) (\mu_i - 1) \theta_{y,i} \quad (8)$$

$$E_{pw} = \sum_{i=1}^N mm M_{pl,i} (\zeta_i \mu_i - 1) \theta_{yw,i} \quad (9)$$

$$\zeta_i = \frac{\theta_{y,i}}{\theta_{yw,i}} \quad (10)$$

式(7)–(10)中: E_f 为钢框架的塑性耗能; $M_{pb,i}$ 为第 i 层框架梁的塑性弯矩; $M_{pc,1}$ 为框架柱脚的塑性弯矩; $\theta_{y,i}$ 为第 i 层框架的屈服转角; $\theta_{yw,i}$ 为第 i 层 SSWS 的屈服转角; ζ_i 为第 i 层框架和 SSWS 屈服位移之比,定义为时序系数,试验^[4]表明该结构存在明显的屈服时序,即其大于 1; μ_i 为结构的楼层延性系数,可见,结构的塑性耗能能力与其结构构件配置和塑性转角相关.在设计过程中为避免结构出现“软弱层”,尚应对结构体系的机构进行验算,具体分析可采用文献[8]提出的“隔离柱”法或采用推覆分析方法.

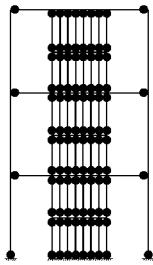


图6 多层框架-带竖缝钢板剪力墙预期塑性机构

Fig.6 Expected mechanism of multi-story frame with SSWS

2.2 结构体系的塑性耗能需求

结构在震动下的塑性耗能需求仍依赖于地震动输入的频谱特性及结构自身的振动特性.而当聚焦于体系的极限状态时,将结构的能力曲线等效为双折线模型仍是合理的^[9-10].当采用弹塑性单自由度体系来计算地震作用下的结构响应时,可通过能量等效简化结构能力曲线,用于求解结构体系的塑性耗能需求^[9-10],其可依据式(11)–(12)计算.

$$E_{pd} = \frac{WT^2g}{8\pi^2} \left(\gamma S_a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right) \quad (11)$$

$$\gamma = \frac{2\mu - 1}{R_\mu} \quad (12)$$

式(11)–(12)中: E_{pd} 为结构的塑性能需求; W 为结构重量; T 为等效体系的自振周期; S_a 为伪加速度与

重力加速度 g 之比; μ 为等效单自由度体系的目标延性系数; R_μ 为折减系数,可基于给定的地震动及结构的弹塑性模型求解,亦可依据文献[11]建立的与延性及周期相关的表达式进行计算; V_y 为结构基底屈服剪力; γ 为能量调整系数.

对于 N 层结构,根据多层钢框架-带竖缝钢板剪力墙预期塑性机构模型(图6),结构基底剪力可在选定的力分布模式^[8]下通过机构法求解,如式(13)–(17)所示:

$$V_y = \sum_{i=1}^N F_i \quad (13)$$

$$\sum_{i=1}^N F_i S_i = \sum M_{pc,1} + \sum_{i=1}^N M_{pb,i} + \sum_{i=1}^N mm M_{pl,i} \quad (14)$$

$$F_i = C_{vi} V_y \quad (15)$$

$$C_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left[\frac{w_N S_N}{\sum_{j=1}^N w_j S_j} \right]^{0.75T^{-0.2}} \quad (16)$$

$$\beta_i = \left[\frac{\sum_{j=i}^N w_j S_j}{w_N S_N} \right]^{0.75T^{-0.2}} \quad (17)$$

其中,式(14)为基于虚功原理建立的结构在塑性机构下的力平衡方程;式(15)–(17)为文献[7]提出的地震力分布模式; F_i 为第 i 层楼层剪力; β_i 为剪力分布系数(当 $i=N$ 时, $\beta_{i+1}=0$); C_{vi} 为楼层剪力系数; w_i 为第 i 层楼层重力(取重力荷载代表值); S_j 为第 j 层楼层标高.故基底剪力可由式(18)表示如下:

$$V_y = \frac{\sum M_{pc,1} + \sum_{i=1}^N M_{pb,i} + \sum_{i=1}^N mm M_{pl,i}}{\sum_{i=1}^N C_{vi} S_i} \quad (18)$$

将式(18)回代至式(11)可获得地震动输入下的结构塑性耗能需求.

2.3 基于塑性耗能平衡的结构极限状态评估

在求解结构的塑性耗能能力及塑性耗能需求后,可通过能量平衡机制及选定的极限状态基于能量的量纲构建结构损伤指标.现行规范^[12]通常采用极限位移对极限状态进行设定,故可将其表示为目标延性.从能量平衡的视角而言,结构极限状态的评估可反映为在预期的阈值下结构的耗能能力是否足以平衡对应的塑性能需求,故可在选取的延性系数下,联立式(7)–(17)而导出基于塑性耗能的损伤指标 Ψ 如式(19)所示:

$$\Psi = \frac{\frac{WT^2}{8\pi^2}g \left[\gamma S_a^2 - \frac{\left[\sum_{i=1}^N (\eta_{1,i} + \eta_{2,i}) \right]^2}{W \sum_{i=1}^n C_{vi} S_i} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \eta_{1,i} \zeta_i (\mu_i - 1) + \sum_{i=1}^N \eta_{2,i} (\zeta_i \mu_i - 1) \right] \theta_{yw,i}} \quad (19)$$

其中:

$$\eta_{1,i} = (M_{pc,i} + M_{pb,i}) \quad (20)$$

$$\eta_{2,i} = mm M_{pl,i} \quad (21)$$

式(20)–(21)中: $\eta_{1,i}$ 、 $\eta_{2,i}$ 分别定义为第 i 层框架及 SSWS 的要素配置系数, 其对应于塑性机构下框架构件和 SSWS 的塑性承载力. 当 $\Psi < 1$ 时, 认为结构满足地震动输入下的塑性耗能需求, Ψ 值越大则表示结构越接近其极限状态. 损伤指标可在设定的极限状态下依据结构的要素配置系数、地震频谱特性和结构动力特性结合静力推覆而直接求解, 而不再依赖于非线性时程分析, 其具有较好的实用性. 对于结构弹塑性响应的分析, 虽然现行的评定方法仍较多地基于力或位移特性, 但其根本上仍出于工程设计的实用性而未从机理上反映结构在地震作用下的响应, 仍存在盲目性. 相对而言, 基于能量量纲考虑需求和能力的平衡关系, 能更为直接地评定结构的弹塑性行为, 因显式考虑了结构的耗能能力及不同构件的屈服时序, 故对于结构基于耗能机制的优化设计亦具有参考意义.

3 算例分析

3.1 算例结构参数

为验证本文所提方法, 以一榀 3 层 3 跨钢框架-带缝缝钢板剪力墙作为算例(图 7). 框架中跨梁截面为 H400 mm × 150 mm × 10 mm × 12 mm, 边跨梁截面为 H350 mm × 150 mm × 8 mm × 10 mm, 柱构件截面为 H350 mm × 350 mm × 10 mm × 16 mm. SSWS 的高度、宽度及厚度分别为 3 000、2 000 及 8 mm, 小柱宽和高分别为 130 和 650 mm. 楼面梁及 SSWS 采用 Q235 钢, 柱选用 Q345 钢, 结构立面布置及特性如图 7 所示. 自振周期为 0.69 s, 重力荷载代表值为 1 843.4 kN.

3.2 计算结果

本文由太平洋工程地震研究中心(PEER)地震动数据库选取 7 条地震波(S1 场地)作为算例结构的地震输入依据, 并根据式(19)计算损伤指标. 依据抗震规范^[11]考虑 8 度罕遇地震, 按地震波加速度峰

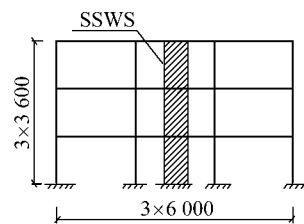


图 7 结构布置图及特性(单位:mm)

Fig.7 Layout and property of structure(unit:mm)

值为 $400 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ 对每条地震波进行缩放. 缩放后地震动伪加速度谱(阻尼比取为 0.05)及对应于该结构第一周期的 S_a 如图 8 所示.

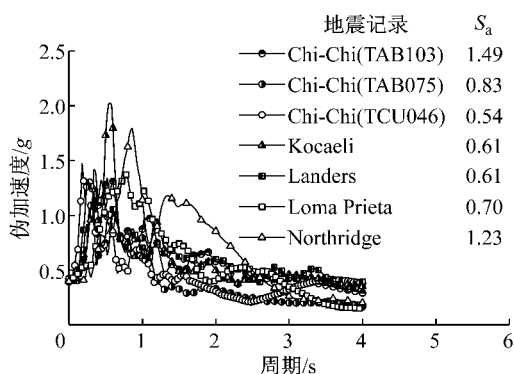


图 8 缩放后的地震动伪加速度谱及 S_a 值

Fig.8 Pseudo-acceleration spectrum of scaled ground motions and values of S_a

对于低多层结构, 楼层延性可通过对应一阶振型的推覆分析求解^[13], 本文直接采用第一模态的位移分布形式近似考虑弹塑性状态下结构的层间位移分布. 取最大层间位移 0.02 对应的位移分布作为极限状态^[12], 偏于保守地取 0.01 作为钢框架的屈服层间位移^[9], 则结构的楼层延性系数可相应计算, 一层、二层及顶层的楼层延性系数分别为 1.41、2 及 1.45.

将结构推覆至最大层间位移为 0.02 的极限状态, 依据塑性能等效原则及 Eurocode 8^[14] 的静力弹塑性分析方法确定等效体系. 作为参数校验, 本文直接基于输入地震记录计算能量调整系数, 以考虑结构的塑性能需求, 算例结构在各地震输入下的损伤指标 Ψ 及能量调整系数如图 9 所示. 结构在 Chi-Chi(TAB103)和 Northridge 地震波输入下的损伤指标较大($\Psi > 1.0$), 可认为结构已达到设定的极限状态(相对层间位移为 0.02).

为验证本文评估方法的合理性及损伤指标的精度, 本文采用 ABAQUS 软件对算例结构建立有限元模型进行非线性时程分析, 其中框架部分采用梁单元模拟, SSWS 采用壳单元模拟, 假定结构不发生连

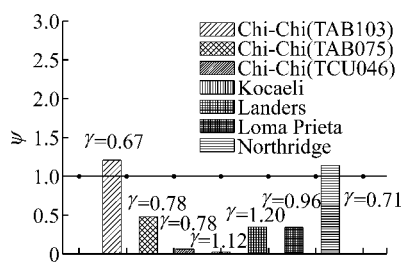


图9 能量调整系数及计算损伤指标

Fig.9 Energy factors and calculated damage index

接破坏,框架与SSWS采用弹性连接.结构阻尼采用瑞利阻尼,第一、二阶模态的阻尼比取0.05.

结构在不同地震动下的最大层间位移角如图10所示.结构在地震作用下的层间位移响应与计算损伤指标的比较表明,所提损伤指标对于极限状态的估计偏于保守,主要由于偏于安全地考虑了结构的耗能能力,而采用结构全质量基于第一周期计算塑性性能需求亦是相对保守的^[10].层间位移分布与假定形式亦吻合良好,验证了假定的合理性.

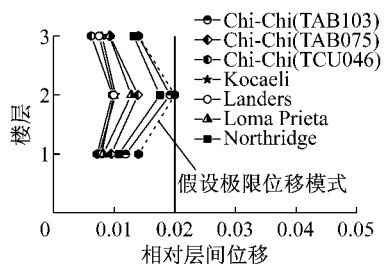


图10 非线性时程分析结果

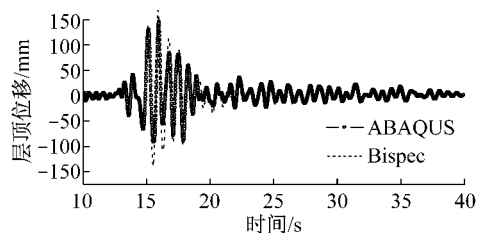
Fig.10 Results of nonlinear dynamic analysis

需要说明的是,基于结构体系塑性能平衡的评估的方法的建立是基于—阶振型的等效弹性体系并引入能量调整系数以考虑弹塑性响应,为验证其合理性及ABAQUS非线性时程分析的正确性,采用非线性动力分析程序Bispec及自编Matlab程序将具有算例结构第一振型信息(有效振型质量、阻尼比、屈服剪力、弹塑性刚度)的单自由度^[10,15]进行地震下的非线性时程分析,其反算的位移响应与结构屋顶位移时程吻合良好(Northridge地震动),如图11所示,表明了本文方法及算例模型的可行性.

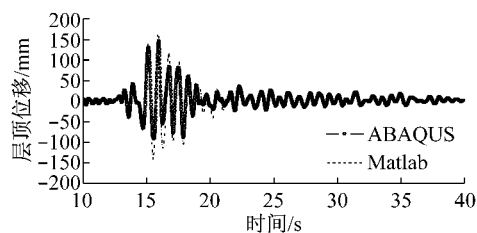
4 结论

(1)基于受弯小柱塑性模型的简化计算方法可用于定量评估SSWS的塑性耗能,在一定开缝设置参数范围内具有良好的精度.

(2)基于塑性耗能提出的评估方法及损伤指标



a ABAQUS与Bispec的比较



b ABAQUS与Matlab程序的比较

图11 ABAQUS与等效体系位移时程的比较

Fig.11 Comparison of roof displacement calculated by ABAQUS and equivalent system

显式考虑了结构的耗能机制和能量分布,可用于钢框架-带竖缝钢板剪力墙结构极限状态的评估.

(3)SSWS墙板的参数分析、试验结果及结构体系的非线性时程分析结果验证了所提评估方法的良好精度,证明了本文评估方法及理论的合理性.

参考文献:

- [1] Hitaka T, Matsui C. Experimental study on steel shear wall with slits[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003, 129(5): 586.
- [2] Cortes G, Liu J. Experimental evaluation of steel slit panel-frames for seismic resistance[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(2): 181.
- [3] Hitaka T, Matsui C, Sakai J. Cyclic tests on steel and concrete-filled tube frames with slit walls[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 36(6): 707.
- [4] 陈以一, 宁燕琪, 蒋路. 框架-带缝钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(7): 133.
CHEN Yiyi, NING Yanqi, JIANG Lu. Experimental study on seismic behavior of frame-steel plate shear wall with slits[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(7): 133.
- [5] 孙飞飞, 王文涛, 刘桂然. 开缝钢板剪力墙的理论分析与数值模拟[J]. 建筑钢结构进展, 2011, 13(5): 37.
SUN Feifei, WANG Wentao, LIU Guirao. Theoretical analysis and numerical simulation of slit steel plate shear wall[J]. Progress in Steel Building Structures, 2011, 13(5): 37.
- [6] 陈以一, 王伟, 赵宪忠. 钢结构体系中节点耗能能力研究进展与关键技术[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(6): 81.
CHEN Yiyi, WANG Wei, ZHAO Xianzhong. Development and key technical issues on energy dissipation capacity of joints in steel structures[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(6): 81.

(下转第968页)