

doi:10.12068/j.issn.1005-3026.2025.20239048

交错桁架钢框架结构抗震可靠性分析

刘慧娟, 张玄一, 赵衍刚, 卢朝辉
(北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100124)

摘 要: 为了评估交错桁架钢框架(steel staggered truss framing, SSTF)结构体系的抗震可靠性,以结构底部总水平地震作用达到极限基底剪力作为承载能力极限状态,建立了SSTF结构极限状态函数.以用钢量相同为基准,建立了普通钢框架和6种不同桁架布置形式的SSTF结构分析模型.采用高阶矩法计算了不同地震烈度下普通钢框架和SSTF结构模型的失效概率,绘制了相应的失效概率曲线.结果表明:当地震烈度为6度、7度、8度、9度时,SSTF结构分别开始出现轻微破坏、中等破坏、严重破坏、完全破坏的失效风险;单纯采用竖腹杆不足以提高桁架结构的抗震性能,而增加斜腹杆可以显著降低失效概率;竖腹杆与弦杆之间刚接形式的抗震性能优于铰接形式,刚接形式的失效概率较铰接形式有至少10%比例的降低.

关键词: 交错桁架钢框架结构;可靠性分析;承载能力;地震烈度;高阶矩法

中图分类号: TU 318; TU 391 文献标志码: A 文章编号: 1005-3026(2025)04-0134-10

Seismic Reliability Analysis of Steel Staggered Truss Framing Structure

LIU Hui-juan, ZHANG Xuan-yi, ZHAO Yan-gang, LU Zhao-hui

(College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China.
Corresponding author: ZHANG Xuan-yi, professor, E-mail: zhangxuanyi@bjut.edu.cn)

Abstract: In order to evaluate the seismic reliability of steel staggered truss framing (SSTF) structural systems, the limit state function for the bearing capacity of the SSTF structure was established by taking the ultimate base shear force of the total horizontal seismic action at the bottom of the structure as the limit state. An ordinary steel frame structure model and six SSTF structure models with different truss arrangements were established under the same amount of steel usage. Higher order moment method was adopted to calculate the failure probability of established structure models under different seismic intensities, and then the failure probability curves were depicted. The results show that the SSTF structure starts to exhibit the failure risks of slight, moderate, severe, and complete damage when the seismic intensities is 6, 7, 8 and 9 degrees, respectively. The use of vertical webs alone in trusses is not sufficient to improve the seismic performance of the structure, while the addition of diagonal webs can significantly reduce the failure probability. The seismic performance of the rigid joint between the vertical web and the chord is better than that of the hinged joint, and the failure probability of the rigid form is reduced by at least 10% compared with the hinged form.

Key words: SSTF structure; reliability analysis; load-bearing capacity; seismic intensity; high-order moment method

交错桁架钢框架(steel staggered truss framing, SSTF)结构^[1-2]是一种新型钢框架结构. 通过独特的构件布置形式,该结构的建筑功能和力学性能较普通钢框架结构都有明显改善,已经

收稿日期: 2023-09-14

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52278135, 52108104, 51820105014).

作者简介: 刘慧娟(1995—),女,河南焦作人,北京工业大学博士研究生;赵衍刚(1963—),男,山东淄博人,北京工业大学教授,博士生导师;卢朝辉(1976—),男,湖南永州人,北京工业大学教授,博士生导师.

成为钢结构的主要发展形式之一^[3],该结构的抗震等安全问题受到了广泛重视.

针对 SSTF 结构抗震性能的研究集中于理论分析以及具体的缩尺落地式拟静力试验等^[4-11]确定性研究.然而,实际工程中,结构的抗震能力会受到地震作用、材料性能、几何尺寸等不确定因素的影响,确定性分析难以真正掌握结构的抗震性能.抗震可靠性分析是考虑随机因素影响以评估不同抗震设防水准下抗震性能的重要手段^[12-14].SSTF 结构体系的可靠性分析尚属空白.因此,开展 SSTF 结构的抗震可靠性分析具有重要的理论研究意义和工程应用价值.

目前常用的可靠性分析方法主要有蒙特卡罗抽样方法、近似可靠性分析方法^[15-16]和高阶矩法^[17]等.前两者分别存在计算量大、需反复迭代确定验算点等不足,而高阶矩法具有计算简单高效且易与有限元分析技术结合的优点,因此用于开展本文的可靠性分析.

本文首先以结构底部总水平地震作用达到极限基底剪力作为极限状态,建立了极限状态函数.随后,建立了7种 SSTF 结构和普通钢框架的数值分析模型,采用基于一维减维的点估计法求解了不同烈度水平下各结构极限状态函数的前四阶矩(均值、标准差、偏度和峰度),并基于高阶矩法得到失效概率.最后,综合所有烈度水平下的失效概率,构建 SSTF 结构的失效概率曲线,对比研究了 SSTF 结构的抗震性能.研究成果可用于优化 SSTF 结构设计,进一步提升 SSTF 结构抗震性能.

1 SSTF 结构极限状态函数的建立

现行建筑结构抗震设计通常基于静力设计方法.为使 SSTF 结构的安全评定与现有设计标准和规范相结合,本文将结构的极限基底剪力 V_s 作为结构的抗震承载能力,结构底部总水平地震作用 F_E 作为结构的地震作用需求,建立极限状态函数为

$$G(\mathbf{X}) = V_s - F_E. \quad (1)$$

式中, $\mathbf{X} = [x_1, x_2, \dots, x_n]$, x_1, x_2, \dots, x_n 为极限状态函数中的随机变量参数.地震作用下,结构可能进入破坏或倒塌等强非线性状态,极限基底剪力 V_s 的解析计算困难.因此本文采用平面非线性分析软件 CLAP^[18] 开展结构 Pushover 分析,从而确定 V_s . 在地震工程中,通常有5个结构地震破坏等

级,需对应结构的4个性能水准,不同性能水准对应不同的抗震能力界限值.本文将不同水准下的 V_s 命名为 V_{si} ($i=1, \dots, 4$),其中 V_{s1}, V_{s2}, V_{s3} 分别为 Pushover 曲线上的层间位移角 1/250, 1/100, 1/50 所对应的基底剪力, V_{s4} 为 Pushover 曲线上的最大基底剪力.结构的地震破坏等级与 V_{si} ($i=1, \dots, 4$) 之间的对应关系如表1所示.

表1 地震破坏等级与 V_{si} ($i=1, \dots, 4$) 的关系
Table 1 Relationship between seismic damage levels and V_{si} ($i=1, \dots, 4$)

破坏等级	V_s
基本完好	$V_s < V_{s1}$
轻微破坏	$V_{s1} \leq V_s < V_{s2}$
中等破坏	$V_{s2} \leq V_s < V_{s3}$
严重破坏	$V_{s3} \leq V_s < V_{s4}$
完全破坏	$V_s \geq V_{s4}$

此外,在确定场地危险性的情况下,结构底部总水平地震作用 F_E 基于单自由度振子反应谱可表示为等效静力随机模型的形式^[19]:

$$F_E = ma. \quad (2)$$

式中: m 为结构的等效总质量; a 为地震动加速度峰值.

结构的等效总质量 m 可化简为

$$m = S(D + 0.5L)/g. \quad (3)$$

式中: S 为结构的总面积; D 为单位面积恒荷载; L 为单位面积活荷载; g 为重力加速度.

为计算地震动加速度峰值 a , 基于大量统计分析,将 a 表示为^[20]

$$a = 10^{(I \cdot \lg 2 - 0.1047575)}. \quad (4)$$

式中, I 表示地震烈度,为 1~12 的离散变量.

将式(3)和式(4)同时代入式(2)中,可以得到结构底部的总水平地震作用为

$$F_E = S(D + 0.5L)/g \cdot 10^{(I \cdot \lg 2 - 0.1047575)}. \quad (5)$$

根据式(1)和式(5),可以得到结构的抗震承载能力极限状态函数为

$$G(\mathbf{X}) = V_{si} - S(D + 0.5L)/g \cdot 10^{(I \cdot \lg 2 - 0.1047575)}, \quad (i=1, \dots, 4). \quad (6)$$

2 基于高阶矩理论的可靠性分析方法

抗震可靠性分析是指在考虑随机性以及不同强度地震作用下结构的失效概率,是一种概率统计意义上的抗震性能评定.本文考虑不同的地震烈度绘制结构的失效概率曲线,其中失效概率

曲线横坐标为地震烈度,纵坐标表示在地震烈度确定条件下的失效概率 $P_{f|I}$,其理论定义为

$$P_{f|I} = \int_{G(\mathbf{x}|I) \leq 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}|I) d\mathbf{x}. \quad (7)$$

其中, $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}|I)$ 为在 I 确定条件下的随机变量联合概率密度函数.由于实际工程中一般难以获得 $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}|I)$,且多重积分计算困难,因此基于式(7)计算 $P_{f|I}$ 往往无法实现.本文采用高阶矩法对不同破坏程度(基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏、完全破坏)下结构的失效概率进行计算.

根据高阶矩可靠度理论,可以将极限状态函数看作一个服从立方正态分布的随机变量,进而得到四阶矩可靠指标 β_{4M} 和失效概率 $P_f^{[21-22]}$:

$$\beta_{4M} = D_0 P - \frac{1}{D_0} + \frac{a_3}{3a_4}, P_f = \Phi(-\beta_{4M}); \quad (8)$$

$$D_0 = \sqrt[3]{2} (\sqrt{q_0^2 + 4p^3} - q_0)^{-\frac{1}{3}}, P = \frac{3a_2 a_4 - a_3^2}{9a_4^2}; \quad (9)$$

$$q_0 = \frac{2a_3^3 - 9a_2 a_3 a_4 - 27a_4^2 (a_2 - \beta_{2M}/k)}{27a_4^3}, \beta_{2M} = \frac{\mu_G}{\sigma_G}; \quad (10)$$

$$a_2 = 1 - 3a_4, a_3 = \frac{5 + (35 - \alpha_{3G}^2)a_4^2}{9a_0 + 30 - 0.8\alpha_{3G}^2} \alpha_{3G}; \quad (11)$$

$$a_4 = \frac{2a_0}{2a_0 + 46(1 - 1/\alpha_{4G}^2) - \alpha_{3G}^2}; \quad (12)$$

$$k = \frac{1}{\sqrt{1 + 2a_3^2 + 6a_4^2}}, a_0 = \frac{\sqrt{3\alpha_{4G} - 4\alpha_{3G}^2 - 5} - 2}{1 - (3\alpha_{3G}^2 + 1)/\alpha_{4G}^2}. \quad (13)$$

其中: $\mu_G, \sigma_G, \alpha_{3G}, \alpha_{4G}$ 为 $G(\mathbf{X})$ 的前4阶中心矩,即均值、方差、偏度和峰度.为提高计算效率,采用

一维减维思想,将 $G(\mathbf{X})$ 近似表示为^[17]

$$G(\mathbf{X}) \cong \sum_{i=1}^n (G_i - G(\boldsymbol{\mu})) + G(\boldsymbol{\mu}), \quad (14)$$

$$G_i(u) = G(\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_{i-1}, T^{-1}(u), \mu_{i+1}, \dots, \mu_n). \quad (15)$$

其中: $\boldsymbol{\mu}$ 为均值向量; u 为标准正态空间中的随机变量; G_i 仅为 u_i 的单变量函数.基于式(14)~式(15), $G(\mathbf{X})$ 前4阶中心矩可以表示为^[23]

$$\mu_G = \sum_{i=1}^n \mu_{G_i} - (n-1)G(\boldsymbol{\mu}), \quad (16)$$

$$\sigma_G^2 = \sum_{i=1}^n \sigma_{G_i}^2, \quad (17)$$

$$\alpha_{3G} \sigma_G^3 = \sum_{i=1}^n \alpha_{3G_i} \sigma_{G_i}^3, \quad (18)$$

$$\alpha_{4G} \sigma_G^4 = \sum_{i=1}^n \alpha_{4G_i} \sigma_{G_i}^4 + 6 \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j>i}^n \sigma_{G_i}^2 \sigma_{G_j}^2. \quad (19)$$

其中, $\mu_{G_i}, \sigma_{G_i}, \alpha_{3G_i}, \alpha_{4G_i}$ 分别为 $G_i(u)$ 的前4阶中心矩,计算式为

$$\mu_{G_i} = \sum_{k=1}^m \omega_k G_i(u_k), \quad (20)$$

$$\sigma_{G_i}^2 = \sum_{k=1}^m \omega_k [G_i(u_k) - \mu_{G_i}]^2, \quad (21)$$

$$\alpha_{3G_i} = \frac{1}{\sigma_{G_i}^3} \sum_{k=1}^m P_k [G_i(u_k) - \mu_{G_i}]^3, \quad (22)$$

$$\alpha_{4G_i} = \frac{1}{\sigma_{G_i}^4} \sum_{k=1}^m P_k [G_i(u_k) - \mu_{G_i}]^4. \quad (23)$$

式中: u_k 为第 k 个估计点; ω_k 为 u_k 的权重.为平衡计算效率及准确性,本文采用7点估计法,相应的 u_k 和 ω_k 如表2所示^[23].

表2 估计点 u_k 和相应权重 ω_k

Table 2 Estimated points u_k and corresponding weights ω_k

第 k 点	1	2	3	4	5	6	7
估计点 u_k	-3.750 439 7	-2.366 759 4	-1.154 454	0	1.154 454	2.366 759 4	3.750 439 7
权重 ω_k	$5.482\ 69 \times 10^{-4}$	$3.075\ 71 \times 10^{-2}$	0.240 123 3	0.457 142 7	0.240 123 3	$3.075\ 71 \times 10^{-2}$	$5.482\ 69 \times 10^{-4}$

3 典型SSTF结构抗震可靠性分析

3.1 典型SSTF结构的有限元分析模型

3.1.1 模型建立

根据桁架布置形式的不同,SSTF结构分为空腹式、混合式、帕式3种类型.同时,竖腹杆与弦杆间的连接方式包含刚接和铰接两类.考虑桁架布置形式和竖腹杆与弦杆间连接方式的不同组合,本文以5层钢框架为例,利用CLAP软件建立了6种相同用钢量的SSTF结构有限元分析模型,命名为RT1,RT2,RT3;HT1,HT2,HT3.其中,“R”(Rigid)表示竖腹杆与弦杆刚接,“H”(Hinge)表

示竖腹杆与弦杆铰接,“T”(Truss)表示桁架,1,2,3分别表示空腹式、混合式、帕式桁架布置形式.为开展对比研究,本文建立了相同用钢量的普通钢框架结构,命名为M.

7种模型首层高3.9 m,其余层高3.6 m,总高度18.3 m.横向柱距为18 m,总跨度18 m;纵向柱距为6 m,总跨度18 m.构件间连接形式为:框架柱与地面刚接;纵向框架连梁与框架柱刚接;桁架的上下弦杆与框架柱刚接;桁架腹杆与弦杆之间分别采用刚接和铰接2种方式.各模型的标准层平面图和立面图如图1所示^[24].

各模型中框架柱、桁架弦杆均选用Q355的H型钢,桁架的竖腹杆、斜腹杆选用Q235的H型

钢,其中斜腹杆采用屈曲约束支撑,材料弹性模量为 205 GPa,剪切模量为 79 GPa. 结合 CLAP 分析软件,查阅钢材表不断调整模型的梁、柱截面,使得强柱系数 α_i ^[25] (除顶层外)控制在 2.0 左右,

以保证结构为强柱弱梁结构体系,最终确定各模型的梁、柱尺寸.

强柱系数 α_i 是柱的全截面塑性弯矩与梁的全截面塑性弯矩之比,第 i 层 α_i 用式(24)表示.

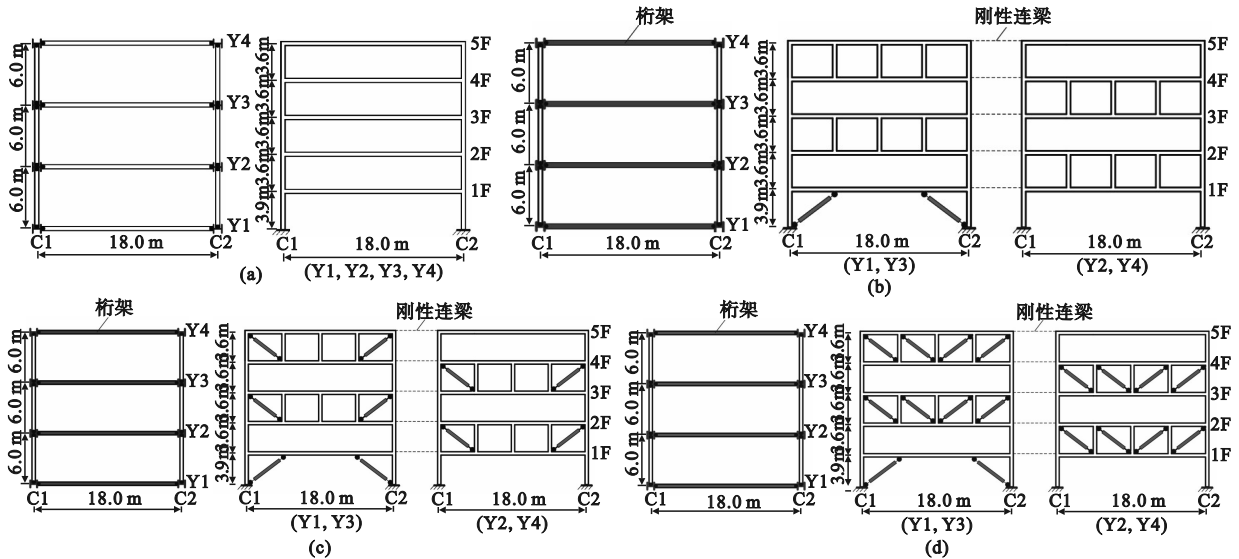


图 1 结构模型的平面图及立面图

Fig. 1 Plans and elevations of the structural model

(a)—模型 M; (b)—模型 RT1, HT1; (c)—模型 RT2, HT2; (d)—模型 RT3, HT3.

$$\alpha_i = \frac{\sum [{}_{B-C}M_p(i+1) + {}_{T-C}M_p(i)]}{\sum [{}_{L-B}M_p(i) + {}_{R-B}M_p(i)]} \quad (24)$$

式中: ${}_{B-C}M_p(i+1)$ 为第 $i+1$ 层柱脚全截面塑性弯矩; ${}_{T-C}M_p(i)$ 为第 i 层柱顶全截面塑性弯矩; ${}_{L-B}M_p(i)$ 为第 i 层梁左端全截面塑性弯矩; ${}_{R-B}M_p(i)$ 为第 i 层梁右端全截面塑性弯矩.

全截面塑性弯矩为

$$M_p = Z_p \cdot \sigma_y \quad (25)$$

式中: Z_p 为钢材的塑性截面系数; σ_y 为钢材的屈服强度.

竖腹杆布置于 SSTF 结构桁架的中间,相当于跨中竖向柱的作用,其所需的最低限度的塑性截面系数 Z_{pi} , 公式为^[26]

$$Z_{pi} = \frac{W_i \bar{\theta} h_i}{2\sigma_y}, i = 1 - n. \quad (26)$$

式中: W_i 为第 i 层所受的重力; $\bar{\theta}$ 为层间位移角; h_i 为第 i 层柱的净高; n 为层数.

根据求得的首层钢材塑性截面系数 Z_{p1} , 查阅钢材表确定首层腹杆尺寸,再利用等截面原则,根据不同桁架布置形式确定腹杆的位置和数量,并选取其他各层竖腹杆和斜腹杆的尺寸.各模型截面尺寸及各层强柱系数 α_i 见表 3.

基于塑性铰理论,通过考虑几何非线性、材

料非线性的二阶非线性分析程序 CLAP^[18],对各模型进行 Pushover 分析.在 Pushover 分析中,将等效竖向荷载作用在各层柱顶及桁架竖腹杆顶端,并对结构施加基于底部剪力法分布的地震水平等效力,荷载布置见图 2.采用位移增量法计算 100 个增量,每个增量 $\Delta = 5$ mm.假定材料屈服后的刚度为初始刚度的 1/100.

3.1.2 模型验证

为保证有限元模拟结果的准确性,本文对 CLAP 有限元软件建模的正确性进行了验证.

周绪红等^[7]进行了 1 个 14 层交错桁架结构 1:8 缩尺模型静力弹性试验.试验按竖向荷载+水平 3 点加载和竖向荷载+水平单点加载 2 种工况进行,对结构的楼层位移等受力机理进行了研究.本文利用 CLAP 软件对该试验过程进行有限元数值模拟,将有限元结果与 3 点加载工况下 ($3P=15$ kN, $3P=30$ kN, $3P=45$ kN) 的楼层位移试验值进行对比,具体差异如图 3 所示,可以看出有限元分析与试验测试结果吻合较好.

综上所述,本文利用 CLAP 软件所建的交错桁架钢框架结构有限元模型是可靠、合理的.

表3 结构模型构件横截面尺寸
Table 3 Cross-sectional dimensions of members in structural model

模型	层	α_i	外柱 (Q355)	弦杆 (Q355)	竖腹杆 (Q235)	斜腹杆 (Q235)
M	5	1.1	H-492×465×15×20	H-656×301×12×20	—	—
	4	2.2	H-492×465×15×20	H-656×301×12×20	—	—
	3	2.2	H-492×465×15×20	H-656×301×12×20	—	—
	2	2.1	H-502×465×15×25	H-656×301×12×20	—	—
	1	2.3	H-502×465×15×25	H-656×301×12×20	—	—
RT1 HT1	5	1.1	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-150×150×7×10	—
	4	2.2	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-150×150×7×10	—
	3	2.2	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-150×150×7×10	—
	2	2.1	H-414×405×18×28	H-588×300×12×20	H-150×150×7×10	—
	1	2.3	H-414×405×18×28	H-588×300×12×20	—	H-200×200×8×12
RT2 HT2	5	1.1	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-125×125×6.5×9	H-100×100×6×8
	4	2.2	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-125×125×6.5×9	H-100×100×6×8
	3	2.2	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-125×125×6.5×9	H-100×100×6×8
	2	2.1	H-414×405×18×28	H-588×300×12×20	H-125×125×6.5×9	H-100×100×6×8
	1	2.3	H-414×405×18×28	H-588×300×12×20	—	H-200×200×8×12
RT3 HT3	5	1.1	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-125×125×6.5×9	H-50×50×6×8
	4	2.2	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-125×125×6.5×9	H-50×50×6×8
	3	2.2	H-400×408×21×21	H-494×302×13×21	H-125×125×6.5×9	H-50×50×6×8
	2	2.1	H-414×405×18×28	H-588×300×12×20	H-125×125×6.5×9	H-50×50×6×8
	1	2.3	H-414×405×18×28	H-588×300×12×20	—	H-200×200×8×12

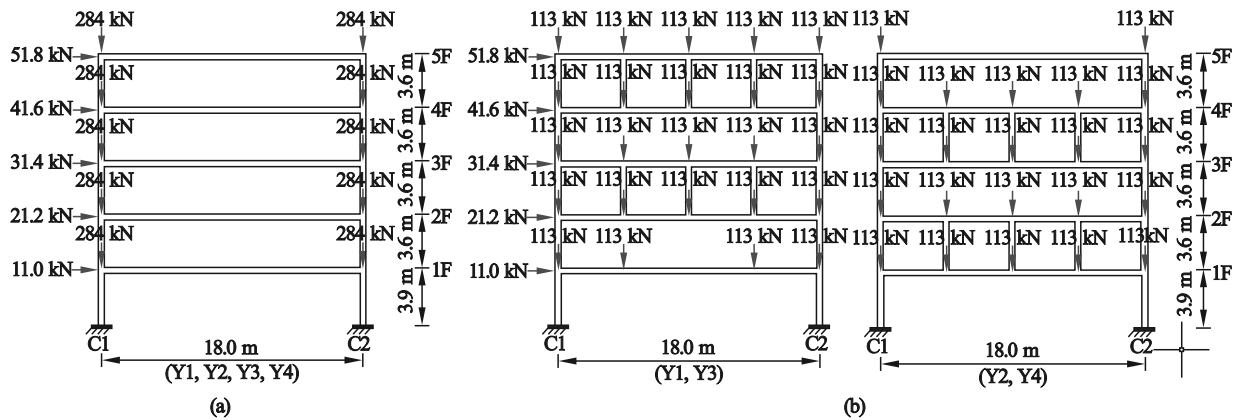


图2 分析模型荷载布置

Fig. 2 Load arrangement of analytical model

(a)—M模型; (b)—SSTF模型.

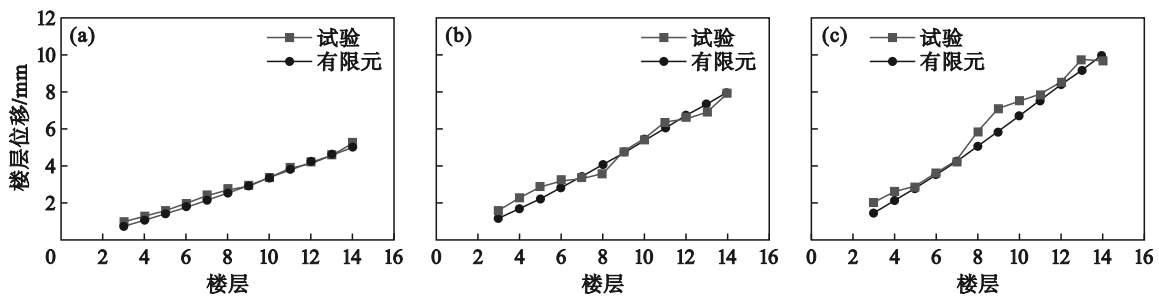


图3 有限元结果与试验结果对比

Fig. 3 Comparison between finite element results and experimental results

(a)— $3P=15$ kN; (b)— $3P=30$ kN; (c)— $3P=45$ kN.

3.2 随机变量的识别

结构的极限基底剪力 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$) 受众多不确定因素的影响,不确定性的来源可分为结构材料性能和几何尺寸两类.由于钢结构构件尺寸精度较高,其随机性远小于材料性能的随机性,因此本文仅考虑材料性能的随机性,而将几何尺寸看作固定值进行分析.与材料性能相关的随机变量统计信息如表 4 所示^[27].根据式(5)得到的结构最终底部总水平地震作用公式,与其相关的随机变量统计信息亦列于表 4^[28].

3.3 结构的极限基底剪力前四阶矩计算

本文通过将点估计法与 Pushover 分析方法结合^[29]求解 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$) 的统计矩信息.

根据表 4 中影响 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$) 的随机变量统

计信息,利用表 1 标准正态空间中的 7 点估计,借助 Rosenblatt 逆正态变换^[30],可得到随机变量原始空间中的估计点,结果列于表 5.按照一维减维方式生成 28 组样本点,基于每组样本点开展 Pushover 分析,即可获得随机 Pushover 曲线.

根据随机 Pushover 曲线上的 4 类极限状态值,分别代入式(14)~式(23),可计算得到极限状态 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$) 的前 4 阶矩,如表 6 所示.为便于理解,将各模型第 25 组结构样本点(影响 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$) 的 4 个随机变量均取均值)获得的 Pushover 曲线及其对应的 V_{Si} 值绘制于图 4.其中,RT2 模型的结构样本点值及其生成的 V_{Si} 列于表 7.

表 4 随机变量统计信息
Table 4 Statistical information of random variables

随机变量	分布类型	均值 μ_G	变异系数 V_G
弹性模量 E /MPa	对数正态	2.05×10^5	0.06
柱、弦杆屈服强度 f_{y1} /MPa	对数正态	355	0.08
竖、斜腹杆屈服强度 f_{y2} /MPa	对数正态	235	0.08
第二刚度系数 α	正态分布	0.01	0.01
恒荷载 D /(kN·m ²)	正态分布	6	0.1
活荷载 L /(kN·m ²)	Gamma	2	0.45

表 5 随机变量原始空间估计点取值
Table 5 Estimation points in the original space of random variables

点号	弹性模量 E /MPa	柱、弦杆屈服强度 f_{y1} /MPa	竖、斜腹杆屈服强度 f_{y2} /MPa	第二刚度系数 α
1	163 431	262.3	173.6	0.009 6
2	177 565	292.9	193.9	0.009 8
3	190 950	322.7	213.6	0.009 9
4	204 632	353.9	234.3	0.010 0
5	219 294	388.1	256.9	0.010 1
6	235 825	427.5	283.0	0.010 2
7	256 220	477.5	316.1	0.010 4

3.4 SSTF 结构抗震可靠性分析结果

根据 3.1 节中建立的结构模型,结合式(3),可将结构的等效总质量简化为

$$m = 1.62(D + 0.5L). \quad (27)$$

将式(27)代入式(6)中,可以得到该结构模型的抗震承载力极限状态函数为

$$G(\mathbf{X}) = V_{Si} - 1.62(D + 0.5L) \cdot 10^{(I \cdot \lg 2 - 0.1047575)}. \quad (28)$$

式中:随机变量极限基底剪力 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$)、恒荷载 D 、活荷载 L 的统计信息分别如表 4 和表 6 所示,地震烈度 I 为 1~12 的离散变量.

基于式(28),采用一维减维点估计法求解极限状态函数的前 4 阶矩,然后利用式(8)~式(13)

计算在不同地震烈度作用下各结构模型在 4 种极限状态下的失效概率,结果列于表 8,失效概率曲线示于图 5.

从表 8 和图 5 可以看出:

1) 各结构模型的失效概率均随地震烈度的增加而增大,失效概率的上升速率呈现先增大后减小的趋势.

2) 同一结构模型下,随着地震烈度的增加,结构的失效概率也随之增大;在相同地震烈度下, V_{S1} 对应性能水准的失效概率最大, V_{S2} , V_{S3} , V_{S4} 对应性能水准的失效概率依次减小.且 V_{S1} , V_{S2} , V_{S3} , V_{S4} 4 个性能水准开始出现失效概率明显大于

表 6 各结构模型 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$) 的前四阶中心矩
Table 6 First four central moments of V_{Si} ($i=1, \dots, 4$) for different structural models

模型	性能 水准	均值 μ_G/kN	标准差 σ_G	偏度 α_{3G}	峰度 α_{4G}	模型	性能 水准	均值 μ_G/kN	标准差 σ_G	偏度 α_{3G}	峰度 α_{4G}
M	V_{S1}	1 035.33	60.04	0.158	3.04	HT1	V_{S1}	705.72	42.08	0.165	3.05
	V_{S2}	2 589.13	150.13	0.158	3.04		V_{S2}	1 764.54	105.33	0.163	3.05
	V_{S3}	4 938.27	254.59	-0.512	2.72		V_{S3}	3 099.20	209.68	-0.148	2.87
	V_{S4}	5 549.15	417.01	0.217	3.06		V_{S4}	4 478.58	316.46	-0.240	2.91
RT1	V_{S1}	821.61	48.47	0.147	3.01	HT2	V_{S1}	1 175.91	82.91	0.049	3.03
	V_{S2}	1 991.79	111.27	0.155	3.06		V_{S2}	2 724.35	173.28	-0.080	3.34
	V_{S3}	3 362.88	213.44	-0.106	2.86		V_{S3}	4 757.30	251.41	-0.626	4.03
	V_{S4}	4 704.49	331.14	-0.155	2.78		V_{S4}	5 846.05	418.16	-0.393	3.84
RT2	V_{S1}	1 235.63	82.29	0.116	3.04	HT3	V_{S1}	1 802.09	113.58	0.162	3.03
	V_{S2}	2 860.85	167.16	0.139	3.04		V_{S2}	3 379.18	171.40	0.105	2.95
	V_{S3}	4 940.03	234.59	-0.192	3.07		V_{S3}	5 074.39	246.74	-0.026	3.05
	V_{S4}	6 027.86	381.91	0.005	3.07		V_{S4}	6 099.17	373.14	0.190	3.07
RT3	V_{S1}	1 851.89	113.36	0.082	2.90						
	V_{S2}	3 484.51	177.25	0.090	2.95						
	V_{S3}	5 216.59	254.73	-0.069	3.11						
	V_{S4}	6 247.92	376.94	0.186	3.07						

表 7 RT2 模型的样本点及对应的 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$)
Table 7 V_{Si} ($i=1, \dots, 4$) and different sample points of RT2 model

样本序号	E	f_{y1}	f_{y2}	α	V_{S1}	V_{S2}	V_{S3}	V_{S4}
1	163 430	355	235	0.01	1 061.8	2 339.5	4 281.9	5 705.2
2	177 570	355	235	0.01	1 138.6	2 522.9	4 565.6	5 824.3
3	190 950	355	235	0.01	1 211.1	2 694.7	4 745.8	5 937.6
4	204 630	355	235	0.01	1 284.7	2 870.0	4 987.3	6 048.2
5	219 290	355	235	0.01	1 363.0	3 054.8	5 197.5	6 155.0
6	235 830	355	235	0.01	1 450.9	3 262.9	5 397.2	6 245.2
7	256 220	355	235	0.01	1 558.9	3 516.4	5 578.7	6 354.9
8	205 000	262.3	235	0.01	1 286.6	2 874.7	4 235.0	4 714.6
9	205 000	292.9	235	0.01	1 286.6	2 874.7	4 583.5	5 181.7
10	205 000	322.7	235	0.01	1 286.6	2 874.7	4 841.1	5 619.2
11	205 000	353.9	235	0.01	1 286.6	2 874.7	4 991.7	6 037.4
12	205 000	388.1	235	0.01	1 286.6	2 874.7	5 053.9	6 442.1
13	205 000	427.5	235	0.01	1 286.6	2 874.7	5 071.0	6 898.8
14	205 000	477.5	235	0.01	1 286.6	2 874.7	5 071.0	7 478.9
15	205 000	355	173.6	0.01	1 110.0	2 673.7	4 618.4	5 741.6
16	205 000	355	193.9	0.01	1 139.9	2 712.3	4 748.0	5 841.2
17	205 000	355	213.6	0.01	1 207.7	2 788.0	4 868.9	5 941.0
18	205 000	355	234.3	0.01	1 284.0	2 871.6	4 989.4	6 046.8
19	205 000	355	256.9	0.01	1 367.4	2 960.9	5 110.1	6 156.1
20	205 000	355	283	0.01	1 354.7	3 064.3	5 259.2	6 273.9
21	205 000	355	316.1	0.01	1 544.2	3 093.9	5 439.0	6 407.2
22	205 000	355	235	0.009 6	1 286.3	2 873.8	4 991.3	6 042.5
23	205 000	355	235	0.009 8	1 286.5	2 874.3	4 992.5	6 046.6
24	205 000	355	235	0.009 9	1 286.6	2 874.5	4 993.1	6 048.6
25	205 000	355	235	0.01	1 286.6	2 874.7	4 993.7	6 050.6
26	205 000	355	235	0.010 1	1 286.7	2 875.0	4 994.3	6 052.7
27	205 000	355	235	0.010 2	1 286.8	2 875.2	4 995.0	6 054.7
28	205 000	355	235	0.010 4	1 286.9	2 875.7	4 996.2	6 058.8

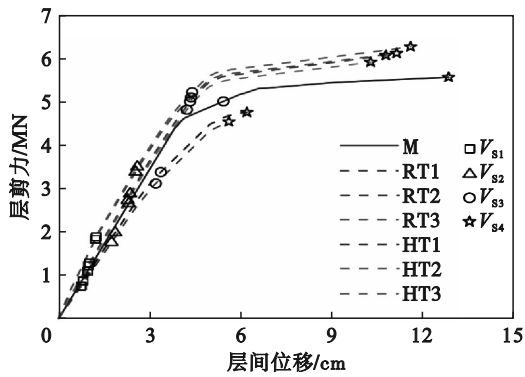


图 4 各模型随机变量取均值时的 Pushover 曲线
Fig. 4 Pushover curves when each model random variables take mean values

零时所对应的地震烈度分别为 6 度、7 度、8 度、9 度.地震烈度小于 6 度时,各模型均有极低的失效概率.地震烈度大于 10 度时,各模型失效概率均

接近 100%.

3) 不同结构模型之间,在相同地震烈度和性能水准下,各模型的失效概率大致呈现帕式桁架模型<混合式桁架模型<M 模型<空腹式桁架模型的规律.显然,除 RT1 和 HT1 模型外,其余 SSTF 结构模型的失效概率均小于普通钢框架结构 M 模型.这表明,单纯采用空腹式桁架形式不足以提高结构的抗震性能.混合式桁架和帕式桁架模型中斜腹杆的布置,使得在地震烈度 7~9 度之间结构的失效概率显著降低.其中,在地震烈度为 7 度和性能水准为 V_{S1} 时,刚接的空腹式、混合式和帕式桁架模型的失效概率分别为 99.9%, 25.5%, 0.002%;在地震烈度为 8 度和性能水准为 V_{S2} 时,刚接空腹式、混合式和帕式桁架模型的失效概率分别为 86.2%, 2.8%, 0.01%;在地震烈度为 9 度和

表 8 不同地震烈度下各结构模型 4 种极限状态下的失效概率

Table 8 Failure probabilities of each structural model at four limit states under different seismic intensities

模型	性能水准	失效概率							
		I=5	I=6	I=7	I=8	I=9	I=10	I=11	I=12
M	V_{S1}	1.470×10^{-32}	1.537×10^{-7}	0.779	1	1	1	1	1
	V_{S2}	6.360×10^{-17}	1.099×10^{-46}	4.827×10^{-13}	0.14	0.999	1	1	1
	V_{S3}	6.474×10^{-6}	1.741×10^{-6}	4.835×10^{-9}	2.053×10^{-13}	0.241	1	1	1
	V_{S4}	5.760×10^{-64}	2.790×10^{-11}	6.785×10^{-89}	1.110×10^{-13}	6.255×10^{-2}	1	1	1
RT1	V_{S1}	1.200×10^{-22}	9.838×10^{-4}	0.994	1	1	1	1	1
	V_{S2}	1.788×10^{-59}	8.125×10^{-29}	7.440×10^{-7}	0.862	1	1	1	1
	V_{S3}	1.848×10^{-16}	1.737×10^{-18}	1.499×10^{-30}	7.886×10^{-4}	0.991	1	1	1
	V_{S4}	7.981×10^{-11}	2.432×10^{-11}	1.216×10^{-13}	1.538×10^{-9}	0.396	1	1	1
RT2	V_{S1}	1.945×10^{-29}	1.849×10^{-10}	0.255	0.999	1	1	1	1
	V_{S2}	3.521×10^{-83}	5.932×10^{-48}	7.302×10^{-16}	2.751×10^{-2}	0.999	1	1	1
	V_{S3}	2.876×10^{-38}	8.245×10^{-35}	9.882×10^{-27}	2.894×10^{-11}	0.237	1	1	1
	V_{S4}	1.089×10^{-29}	8.417×10^{-28}	1.544×10^{-23}	1.254×10^{-13}	1.110×10^{-2}	1	1	1
RT3	V_{S1}	2.375×10^{-16}	6.333×10^{-29}	2.151×10^{-5}	0.949	1	1	1	1
	V_{S2}	7.315×10^{-25}	3.877×10^{-32}	3.499×10^{-31}	9.865×10^{-5}	0.984	1	1	1
	V_{S3}	2.128×10^{-31}	1.436×10^{-29}	6.211×10^{-25}	2.185×10^{-12}	0.118	1	1	1
	V_{S4}	1.134×10^{-93}	1.310×10^{-80}	1.602×10^{-51}	9.109×10^{-19}	4.028×10^{-3}	1	1	1
HT1	V_{S1}	1.526×10^{-15}	3.614×10^{-2}	0.999	1	1	1	1	1
	V_{S2}	1.058×10^{-61}	1.106×10^{-23}	1.104×10^{-4}	0.977	1	1	1	1
	V_{S3}	4.110×10^{-18}	1.823×10^{-20}	1.931×10^{-18}	7.411×10^{-3}	0.998	1	1	1
	V_{S4}	3.716×10^{-19}	2.532×10^{-20}	1.584×10^{-25}	2.056×10^{-7}	0.547	1	1	1
HT2	V_{S1}	2.799×10^{-22}	1.115×10^{-8}	0.398	0.999	1	1	1	1
	V_{S2}	2.074×10^{-15}	8.337×10^{-14}	2.027×10^{-9}	7.173×10^{-2}	0.999	1	1	1
	V_{S3}	5.247×10^{-13}	2.287×10^{-12}	4.390×10^{-11}	1.999×10^{-7}	0.349	1	1	1
	V_{S4}	1.900×10^{-10}	5.091×10^{-10}	3.692×10^{-9}	3.893×10^{-7}	2.810×10^{-2}	1	1	1
HT3	V_{S1}	1.450×10^{-41}	1.335×10^{-25}	6.731×10^{-5}	0.966	1	1	1	1
	V_{S2}	6.292×10^{-23}	2.226×10^{-30}	2.852×10^{-29}	2.753×10^{-4}	0.991	1	1	1
	V_{S3}	5.214×10^{-43}	1.422×10^{-39}	1.924×10^{-30}	2.425×10^{-12}	0.172	1	1	1
	V_{S4}	1.384×10^{-98}	1.961×10^{-83}	3.893×10^{-51}	7.177×10^{-18}	7.419×10^{-3}	1	1	1

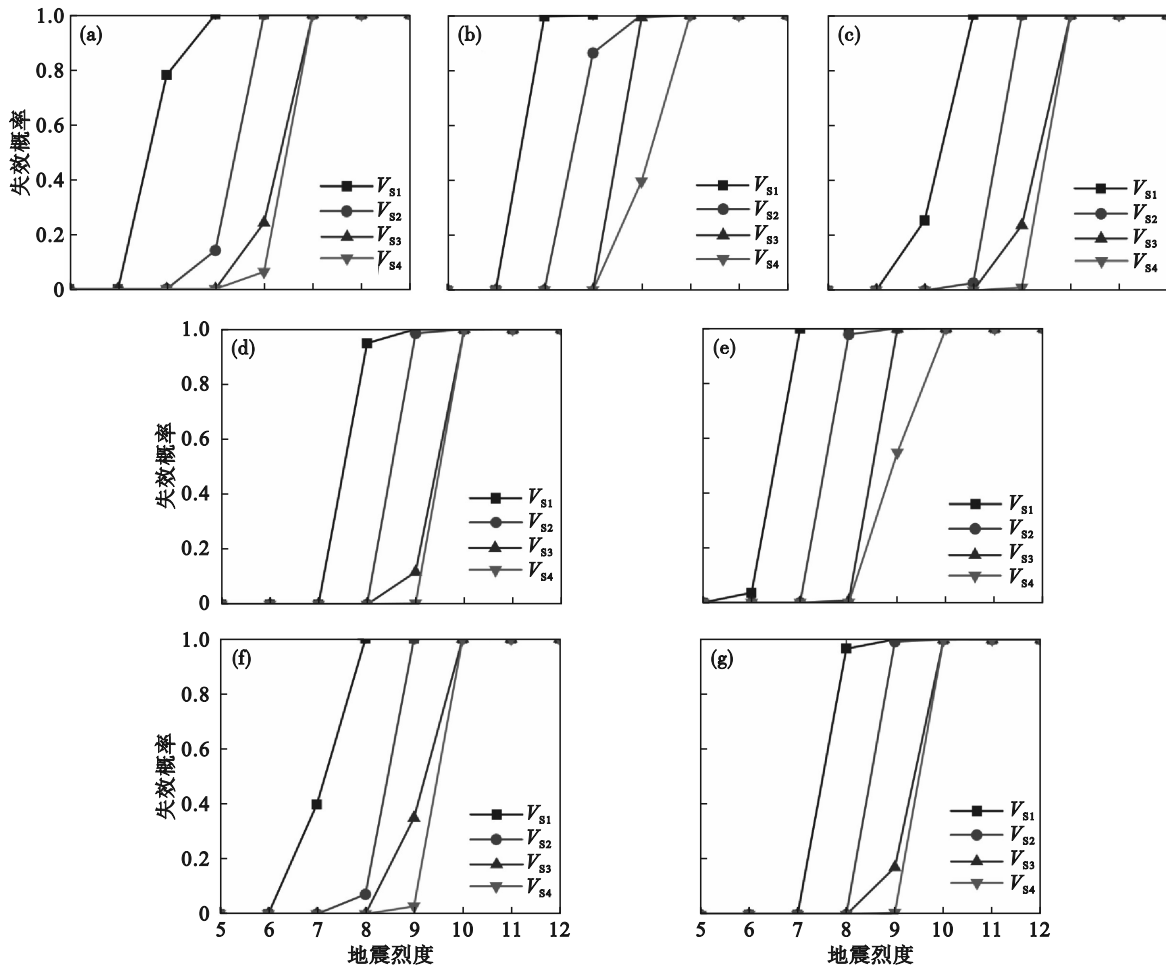


图5 各结构模型不同地震烈度下的失效概率

Fig. 5 Failure probabilities of different structural models under various seismic intensities

(a)—M模型; (b)—RT1模型; (c)—RT2模型; (d)—RT3模型; (e)—HT1模型; (f)—HT2模型; (g)—HT3模型.

性能水准为 V_{s3} 时,刚接空腹式、混合式和帕式桁架模型的失效概率分别为 99.1%, 23.7%, 11.8%; 在地震烈度为 9 度和性能水准为 V_{s4} 时,刚接空腹式、混合式和帕式桁架模型的失效概率分别为 39.6%, 1.1%, 0.4%. 可见,桁架中斜腹杆的布置可显著降低失效概率. 因此,为获取更高的抗震性能,可增加桁架中斜腹杆的数量.

4) 在同种桁架布置形式、相同地震烈度和性能水准下,桁架中竖腹杆与弦杆采用刚接形式的 SSTF 结构模型的失效概率小于铰接模型. 其中,在地震烈度为 8 度和性能水准为 V_{s2} 时,刚接和铰接空腹式桁架模型的失效概率分别为 86.2% 和 97.7%; 在地震烈度为 8 度和性能水准为 V_{s2} 时,刚接和铰接混合式桁架模型的失效概率分别为 2.8% 和 7.1%; 在地震烈度为 9 度和性能水准为 V_{s3} 时,刚接和铰接帕式桁架模型的失效概率分别为 11.8% 和 17.2%. 因此,为获取更高的抗震性能,建议竖腹杆与弦杆之间采用刚接形式.

4 结 论

1) SSTF 结构在地震烈度为 6 度、7 度、8 度、9 度时,分别开始出现轻微破坏、中等破坏、严重破坏、完全破坏的失效风险. 在地震烈度小于 6 度时,所有结构均具有较好的抗震性能,失效概率较低,可满足抗震要求. 在地震烈度大于 10 度时, SSTF 结构均有较高的失效概率,此时通过优化结构形式来降低失效概率无明显效果.

2) 在相同地震烈度和性能水准下,帕式桁架结构的失效概率最低,混合式桁架结构、普通钢框架结构、空腹式桁架结构的失效概率依次增大. 可见,桁架中单纯采用竖腹杆不足以提高结构的抗震性能,而增加斜腹杆可以显著降低失效概率. 在地震烈度 6~8 度之间,混合式和帕式桁架结构均可满足抗震要求;地震烈度大于 8 度时建议采用帕式桁架形式.

3) 同种桁架布置形式下,竖腹杆与弦杆之间

刚接的抗震性能优于铰接,刚接形式的失效概率较铰接形式至少降低10%比例。

参考文献:

- [1] Scalzi J B. The staggered truss system-structural considerations[J]. *Engineering Journal*, 1971, 8(4): 138-143.
- [2] 周绪红,莫涛,蔡益燕,等. 新型交错桁架结构体系的应用[J]. *钢结构*, 2000, 15(2): 16-18.
(Zhou Xu-hong, Mo Tao, Cai Yi-yan, et al. The use of new type staggered truss structure[J]. *Steel Construction*, 2000, 15(2): 16-18.)
- [3] 甘丹,周绪红,周期石. 交错桁架钢框架结构抗震性能研究现状[J]. *建筑钢结构进展*, 2019, 21(4): 1-10.
(Gan Dan, Zhou Xu-hong, Zhou Qi-shi. A review on the seismic behavior of steel staggered truss framing system[J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2019, 21(4): 1-10.)
- [4] 周绪红,莫涛. 交错桁架结构体系的空间二阶非线性全过程分析[J]. *土木工程学报*, 2005, 38(5): 10-14.
(Zhou Xu-hong, Mo Tao. A nonlinear analysis approach for staggered-truss structure systems of three-dimensional elasto-plasticity [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2005, 38(5): 10-14.)
- [5] Kim J, Lee J, Kim B. Seismic retrofit schemes for staggered truss structures [J]. *Engineering Structures*, 2015, 102: 93-107.
- [6] Kim J, Kim S. Performance-based seismic design of staggered truss frames with friction dampers [J]. *Thin-Walled Structures*, 2017, 111: 197-209.
- [7] 周绪红,莫涛,刘永健,等. 高层钢结构交错桁架结构的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2006, 27(5): 86-92.
(Zhou Xu-hong, Mo Tao, Liu Yong-jian, et al. Experimental study on high-rise staggered truss steel structure[J]. *Journal of Building Structures*, 2006, 27(5): 86-92.)
- [8] Hansen R J, Le Messurier W J, Paul P J. New steel framing system promises major saving in high-rise apartment [J]. *Architecture Record*, 1966, 139(6): 191-196.
- [9] Gupta R P, Goel S C. Dynamic analysis of staggered truss framing system [J]. *Journal of the Structural Division*, 1972, 98(7): 1475-1492.
- [10] Ionnides S A, Lindsey S D. Staggered truss adapted to high rise[J]. *Civil Engineering*, 1985, 6: 44-47.
- [11] 潘英,周绪红. 交错桁架体系的抗震性能动力分析[J]. *土木工程学报*, 2002, 35(4): 12-16.
(Pan Ying, Zhou Xu-hong. Aseismic behavior of the staggered-truss system [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2002, 35(4): 12-16.)
- [12] Liu Z, Zhang Z. Artificial neural network based method for seismic fragility analysis of steel frames [J]. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2018, 22(2): 708-717.
- [13] Gur S, Xie Y Z, Desroches R. Seismic fragility analyses of steel building frames installed with superelastic shape memory alloy dampers: comparison with yielding dampers [J]. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 2019, 30(18/19): 2670-2687.
- [14] Sun B Y, Zhang Y T, Huang C G. Machine learning-based seismic fragility analysis of large-scale steel buckling restrained brace frames [J]. *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 2020, 125(2): 755-776.
- [15] Hasofer A M, Lind N C. Exact and invariant second-moment code format [J]. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1974, 100(1): 111-121.
- [16] Der Kiureghian A, De Stefano M. Efficient algorithm for second-order reliability analysis [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1991, 117(12): 2904-2923.
- [17] Zhao Y G, Lu Z H. Structural reliability: approaches from perspectives of statistical moments [M]. Hoboken: Wiley-Blackwell, 2021.
- [18] Ogawa K, Tada M. Combined non-linear analysis for plane frame ("clap") [C]//Architectural Institute of Japan. Proceedings of 17th Symposium on Computer Technology on Information Systems and Applications. Tokyo: Showa Intelligence Press, 1994: 79-84.
- [19] Omori F. Seismic experiments on the fracturing and overturning of columns [J]. *Publications of the Earthquake Investigation Committee in Foreign Language*, 1996, 4: 69.
- [20] 齐怀恩,王光远. 公路桥梁抗震设防标准的研究[J]. *东北公路*, 1999(4): 48-51.
(Qi Huai-en, Wang Guang-yuan. Study of aseismic fortify standard of highway bridge [J]. *Northeastern Highway*, 1999(4): 48-51.)
- [21] Zhao Y G, Lu Z H. Fourth-moment standardization for structural reliability assessment [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(7): 916-924.
- [22] Zhang X Y, Zhao Y G, Lu Z H. Unified Hermite polynomial model and its application in estimating non-Gaussian processes [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2019, 145(3): 04019001.
- [23] Zhao Y G, Ono T. New point estimates for probability moments [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, 126(4): 433-436.
- [24] 刘慧娟. 不同桁架形式对多层SSTF结构抗震性能的影响 [D]. 桂林: 桂林理工大学, 2021.
(Liu Hui-juan. Influence of different truss forms on seismic performance of multi-story SSTF structure [D]. Guilin: Guilin University of Technology, 2021.)
- [25] Bao E H, Chen Y Y, Zou C L, et al. Dynamic performance of low-rise steel frame with exposed steel column base [J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 2018, 171(12): 979-991.
- [26] Kim M T. Analytical study on the effect of P- Δ effect on the response of high-rise steel buildings to long-period earthquake motion [D]. Kyoto: Kyoto University, 2010.
- [27] 夏正中. 钢结构可靠度分析 [J]. *冶金建筑*, 1981, 11(12): 43-46.
(Xia Zheng-zhong. Reliability analysis of steel structure [J]. *Industrial Construction*, 1981, 11(12): 43-46.)
- [28] 宋鹏彦. 结构整体可靠度方法及RC框架非线性整体抗震可靠度分析 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.
(Song Peng-yan. Structural integral reliability method and nonlinear integral seismic reliability analysis of RC frame [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012.)
- [29] 吕大刚, 宋鹏彦, 于晓辉, 等. 基于矩法的结构非线性整体抗震可靠性分析 [J]. *建筑结构学报*, 2010, 31(sup2): 119-124.
(Lyu Da-gang, Song Peng-yan, Yu Xiao-hui, et al. Nonlinear global seismic reliability analysis of structures based on moment methods [J]. *Journal of Building Structures*, 2010, 31(sup2): 119-124.)
- [30] Hohenbichler M, Rackwitz R. Non-normal dependent vectors in structural safety [J]. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1981, 107(6): 1227-1238.