

# 385 m 超大型长江大跨越输电塔线体系抗震性能分析

陈 兵<sup>1</sup>, 余 亮<sup>2</sup>, 王章轩<sup>1</sup>, 黄士君<sup>1</sup>, 舒赣平<sup>3</sup>, 罗柯榕<sup>3</sup>, 宁帅朋<sup>2</sup>

(1. 国网江苏省电力有限公司建设分公司, 江苏 南京 210011; 2. 中国能源建设集团江苏省电力设计院有限公司 江苏 南京 211102;  
3. 东南大学 土木工程学院, 江苏 南京 211189)

**摘要:** 以在建的 385 m 超大型长江大跨越工程为例, 基于 SAP2000 建立了单塔和塔线体系的有限元模型, 通过模态分析、静力弹性分析、静力弹塑性分析、动力时程分析分别研究了单塔和塔线耦合体系的抗震性能。研究表明: 塔线体系跨越塔自振频率小于单塔; 跨越塔主材混凝土的灌注高度对结构自振频率、应力比及杆件最不利位置都有影响; 地震作用下斜材应力比较大且较早出现塑性铰, 是抗震设计中的薄弱位置; 一致激励地震作用下, 塔线体系位移普遍大于单塔, 加速度响应则小于单塔结构, 轴力最大增幅在 11% 左右; 非一致激励地震作用下, 不同视波速对结构响应有较大影响, 应予以考虑。

**关键词:** 大跨越; 塔线体系; 动力特性; 抗震性能

**中图分类号:** TU398.9; TU311.41

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2022)04-0533-10

## Research on seismic performance of 385 m long-span transmission tower-line system crossing the Yangtze River

CHEN Bing<sup>1</sup>, YU Liang<sup>2</sup>, WANG Zhangxuan<sup>1</sup>, HUANG Shijun<sup>1</sup>,  
SHU Ganping<sup>3</sup>, LUO Kerong<sup>3</sup>, NI Shuai-peng<sup>2</sup>

(1. State Grid Jiangsu Electric Power Company Construction Branch, Nanjing 210011, China;  
2. Jiangsu Power Design Institute Co., Ltd. of CEEC, Nanjing 211102, China;  
3. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, China)

**Abstract:** Taking the 385 m super long-span transmission project crossing the Yangtze River under construction as an example, the finite element models of single tower and tower-line system are established based on SAP2000, and the seismic performance of single tower and tower-line coupled system is studied through modal analysis, static elastic analysis, static elastoplastic analysis and dynamic time analysis. The research results show that the natural vibration frequency of crossing tower in transmission tower line system is less than that of single tower. The filling height of the concrete has an effect on the self-vibration frequency, stress ratio and the location of the most unfavorable section of the structure. The stress ratio of the slope bar is relatively large and the plastic hinge appears earlier under the action of earthquake, which is the weak position in the seismic design. Under consistent excitation, the displacement of the tower-line system is generally larger than that of the single tower, the acceleration response is smaller than that of the single tower structure and the maximum increase of the axial force is 11%. Under non-uniform excitation, different apparent wave velocities also have a large impact on the structural response, which should be considered.

**Key words:** long-span crossing, tower-line system, dynamic characteristics, seismic performance

电力系统作为国家的生命线工程, 在人民的日常生活中起着举足轻重的作用, 其重要性不言而喻, 而我国位于世界两大地震带之间, 受板块运动的影响, 地震活动频率较高, 大规模地震时有发生<sup>[1]</sup>。大跨越输电塔作为电力

系统中的重要一环, 一旦遭遇地震作用而失效或者损坏, 往往将导致局部整个供电系统瘫痪。因此, 地震作用下大跨越输电塔的安全问题将变得十分重要, 国内外学者对此也开展了大量的研究。

收稿日期: 2022-03-02

修改稿日期: 2022-08-22

基金项目: 国家电网有限公司科技项目资助(SGJSJSOXXMJS2000259)

第一作者: 陈 兵(1969—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事送变电土建设计研究。E-mail: 947820126@qq.com

Sun 等<sup>[2]</sup>对多点激励下塔线系统的抗震性能进行了分析,结果表明大跨度塔架结构应考虑多点激励的影响,否则会导致结果失真. Tian 等<sup>[3-5]</sup>通过试验和数值模拟的方法对大跨越输电塔线体系在地震作用下的易损性,倒塌破坏开展了一系列研究. Park H S 等<sup>[6]</sup>通过对高压输电塔进行一系列地震动时程分析,并采用极大似然估计法得出了输电塔的易损性曲线. Albayrak U 等<sup>[7]</sup>基于土耳其典型 154 kV 输电塔进行了抗震性能的评估,结果表明地震作用下输电塔顶部钢构件更易发生屈曲. 李宏男等<sup>[8]</sup>确定了输电塔体系纵向振动时考虑导线影响的界限,并提出了考虑导线影响的输电塔体系简化抗震计算方法. 沈国辉等<sup>[9]</sup>针对某大跨越输电塔线体系,采用振型分解反应谱法和时程分析法进行了考虑三向输入的地震响应研究. 熊铁华等<sup>[10]</sup>对大跨越钢管混凝土单塔及塔线体系进行了地震响应分析,结果表明:由于输电线的减振作用,塔线模型的底部剪力和一些单元的应力比单塔模型有所减小. 田利等<sup>[11-13]</sup>对输电塔线体系在多维多点下的地震响应以及连续性倒塌问题进行了数值模拟分析;陈龙强等<sup>[14]</sup>对国外某大跨越输电塔线体系进行了地震时程响应研究,结果表明:塔线体系的顺导线方向是结构抗震更为不利的作用方向. 从上述研究可以发现,目前,对于钢管混凝土复合构件型跨越塔抗震性能研究较少,同时,由于塔线耦合效应单塔及塔线体系在地震作用下响应有所不同,且大跨越输电塔线体系往往跨度较大,使得地震动的输入也成为了重要影响因素. 因此,本文为充分解析和掌握钢管混凝土型跨越塔在地震作用特别是罕遇地震作用下的响应特征,基于结构分析软件 SAP2000 分别对单塔进行了静力弹性分析(反应谱分析)、静力弹塑性(Pushover)分析及动力弹塑性分析,并对塔线体系进行了一致激励及考虑视波速影响的非一致激励分析,以期在实际工程跨越塔的抗震容灾能力提供一定的参考建议.

## 1 跨越塔结构模型

### 1.1 工程概况

以在建 500 kV 江苏凤城至梅里超大大江大跨越工程为背景,该工程采用“耐-直-直-耐”跨越方式,耐张段长度共 4 055 m,档距分布 755 m-2 550 m-750 m,跨越塔全高 385 m,建成后杆塔高度将位居世界第一,整体效果如图 1 所示.



图 1 凤城至梅里长江大跨越效果图

Fig. 1 The rendering of the long-span transmission tower from Fengcheng to Meili on the Yangtze River

跨越塔由底部至顶部主管规格为  $\varnothing 2100 \times 28$ 、 $\varnothing 2050 \times 28$ 、 $\varnothing 1950 \times 26$ 、 $\varnothing 1900 \times 26$ 、 $\varnothing 1800 \times 26$ 、 $\varnothing 1750 \times 26$ 、 $\varnothing 1650 \times 24$ 、 $\varnothing 1650 \times 36$ 、 $\varnothing 1580 \times 34$ 、 $1530 \times 32$ 、 $\varnothing 1400 \times 30$ 、 $\varnothing 1400 \times 28$ 、 $\varnothing 1300 \times 26$ 、 $\varnothing 1250 \times 26$ 、 $\varnothing 1150 \times 24$ 、 $\varnothing 1050 \times 22$ 、 $\varnothing 11010 \times 22$ 、 $\varnothing 914 \times 20$ 、 $\varnothing 813 \times 18$ 、 $\varnothing 762 \times 16$ 、 $\varnothing 660 \times 16$ , 塔身斜管规格在  $\varnothing 1020 \times 20 \sim \varnothing 356 \times 7$  之间,水平管规格在  $\varnothing 711 \times 14 \sim \varnothing 377 \times 8$  之间;塔头部分连杆采用等边角钢建造,其尺寸分别为  $L90 \times 7$ ,  $L110 \times 7$ ,  $L125 \times 10$ ,  $L160 \times 10$ ,  $L160 \times 12$ ,  $L180 \times 12$ , 各杆件类型累计 91 种,钢材牌号为 Q345, Q420 两种. 其中,跨越塔塔身 197 m 以下主材采用钢管混凝土组合柱,混凝土强度等级为 C50,塔身 117 m 以下主材同时内配环状钢骨加劲件,跨越塔结构中心安装有井筒型电梯,横担-主材连接处采用 G20Mn5QT 铸钢节点,工程所在区域抗震设防烈度为 7°(0.15 g),场地类别取 IV 类,设计地震分组为第一组,特征周期  $T_g = 0.65$  s.

### 1.2 计算模型

跨越塔模型基于以下简化和假设:对于主材,采用拟钢理论对塔身 197 m 以下钢管混凝土柱进行等效;对于节点板等附属构件采用质量放大系数考虑其对主体结构的影响;对铸钢节点采用添加质量点的形式进行加荷.

绝缘子类型为 550 kN 盘型悬式绝缘子,长度为 8.64 m,单联重量为 806.4 kg,共六联,弹性模量取为 118 GPa<sup>[15]</sup>.

输电线导线单位重量为 3 636.5 kg/km,综合拉断力为 680 400 N,弹性模量为 103 810 MPa;输电线地线单位重量为 2 532 kg/km,综合拉断力为 537 700 N,弹性模量为 170 100 MPa.

在 SAP2000 中,对于跨越塔、绝缘子及输

电线均采用框架梁单元进行模拟, 输电线截面模量属性修正为初始模量的 0.01 倍, 采用降温法对输电线施加预拉力. 有限元模型见图 2、图 3 所示.

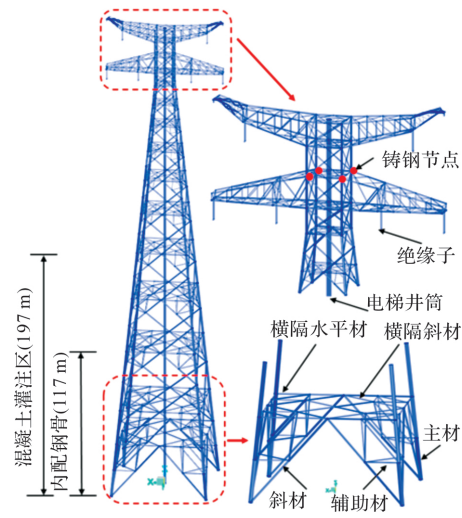


图 2 跨越塔单塔模型  
Fig. 2 Model of single transmission tower

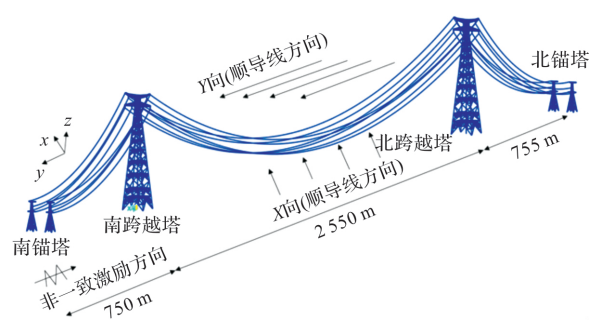


图 3 输电塔线体系模型  
Fig. 3 Model of transmission tower-line system

2 反应谱分析

2.1 模态分析

大跨越输电塔线体系作为一种复杂的空间耦联体系, 动力特性分析是准确评估其地震响应的重要前提. 图 4、图 5 分别给出了输电单塔及塔线体系中输电塔的主要振型.

从下图可知, 对于单塔, 前三阶振型分别为  $X$  向弯曲、 $Y$  向弯曲以及扭转振型, 且  $X$  向与  $Y$  向自振频率十分接近, 主要由于输电塔主体结构基本呈对称正方形型式, 仅在塔头部分质量和刚度略有变化. 相比于单塔结构, 塔线体系对应自振频率分别减少了 5.38%, 4.28%, 5.37%, 即整体而言塔线体系自振频率均小于单塔, 原因是塔线体系由于输电线为柔性结构, 其对整个体系质量贡献大于刚度贡献.

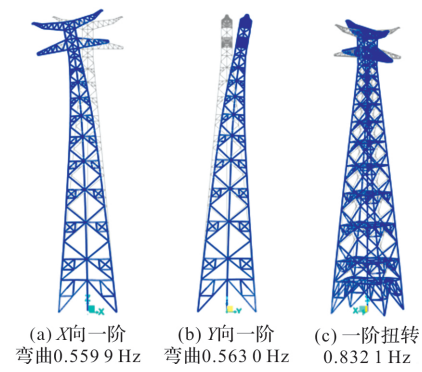


图 4 输电塔振型图  
Fig. 4 Vibration mode diagram of transmission tower

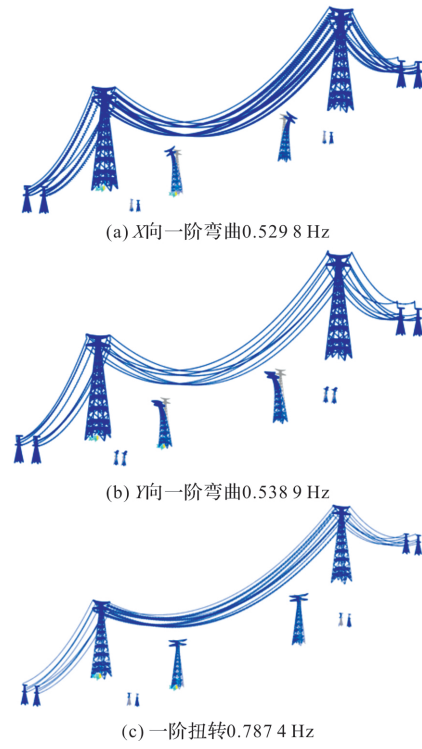


图 5 输电塔线体系振型图  
Fig. 5 Vibration mode diagram of transmission tower line system

此外为对比分析主材型式即混凝土灌注区高度对结构动力特性的影响, 表 1 列出了不同模型的振型及自振频率.

表 1 振型及自振频率统计表			
Tab. 1 Statistical table of vibration mode and natural frequency			
阶次	1	2	3
单塔 A	$X$ 向一阶弯曲	$Y$ 向一阶弯曲	一阶扭转
(纯钢管)	0.385 4 Hz	0.386 5 Hz	0.915 1 Hz
单塔 B	$X$ 向一阶弯曲	$Y$ 向一阶弯曲	一阶扭转
(0~197 m)	0.559 9 Hz	0.563 0 Hz	0.832 1 Hz
单塔 C	$X$ 向一阶弯曲	$Y$ 向一阶弯曲	一阶扭转
(全高)	0.499 0 Hz	0.499 1 Hz	0.742 4 Hz

注: 单塔 A 为对比模型, 主材为纯钢管构件, 不灌注混凝土; 单塔 B 即工程模型, 主材混凝土灌注区段 (0~197 m); 单塔 C 为对比模型, 主材混凝土灌注区域为全高灌注.

从上表可以看出,相比于单塔 A,单塔 B 及单塔 C 主材在灌注混凝土后增大了塔身整体的刚度和重量,且刚度贡献大于质量贡献,使得自振频率变大;但输电塔自振频率并没有随着混凝土浇筑高度的变化呈明显的变化规律,受质量和刚度的双重影响,单塔 B 自振频率最大。

## 2.2 位移响应

我国《电力设施抗震设计规范》<sup>[16]</sup>及《建筑抗震设计规范》<sup>[17]</sup>中抗震计算均以反应谱理论为基础,下面分别对单塔 A、单塔 B 及单塔 C 进行 X 向、Y 向 7°罕遇地震下的反应谱分析。图 6 给出了主材角点位移平均值随高度的变化图,表 2 给出了各模型主材顶点的位移。

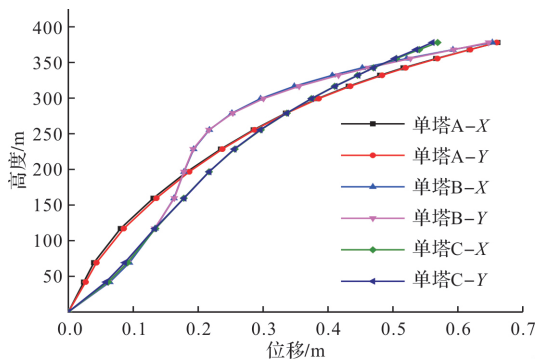


图 6 单塔模型位移随高度变化图

Fig. 6 Variation diagram of displacement of single tower model with height

表 2 模型主材顶点位移

Tab. 2 Statistics of wind vibration coefficient

模型	X 向/m	Y 向/m	变化率 X/%	变化率 Y/%
单塔 A	0.661 3	0.659 9	1.27	1.95
单塔 B	0.653 0	0.647 3		
单塔 C	0.568 8	0.560 6	-12.89	-13.39

注:变化率以单塔 B 模型为基准模型

从图 6 及表 2 可以看出,模型各自在 X 和 Y 方向无论是位移随高度变化趋势还是顶部位移都基本保持一致,原因是三种模型分别在 X 向和 Y 向自振频率及振型各自都相近;实际工程模型单塔 B 其位移随高度的变化趋势在 0~197 m 呈“下大上小”的趋势,在 197 m 高度往上呈“下小上大”的变化趋势,原因是 197 m 高度内为混凝土灌注区域,混凝土的灌注改变了结构刚度和质量的分布规律导致主材下部变形较小,而未灌注的区域变形明显;单塔 A 位移随高度急剧变大,在 0~197 m 范围内位移小于模型 B,但在 197 m 后位移不断增大,最终顶点位移与模型 B 基本一致;模型 C 为主材全高浇筑混凝土模型,在约 117 m 高度范围

内变化规律与模型 B 类似,但往后位移同样不断增大,最终顶点位移比模型 B 减小 13.89%。

## 2.3 应力比

图 7 给出了各单塔模型在 X、Y 方向地震作用下的应力比。从图中可以发现,三种模型在地震作用下应力比都处于较低水平,有较大的安全冗余度,且在地震作用  $E_x$  及  $E_y$  下杆件应力分布基本保持一致;单塔模型 A 结构最柔,所受地震作用力最小,最大应力比不超过 0.4,应力最大点为主材位置;单塔模型 B 和单塔模型 C 杆件应力分布类似,模型 B 最大应力比为 0.68,模型 C 最大应力比为 0.66,最大应力点都为斜材处,如图 8 所示。可见,混凝土的浇筑高度变化不仅改变了跨越塔的最大应力比,同时也改变了最大应力点位置。

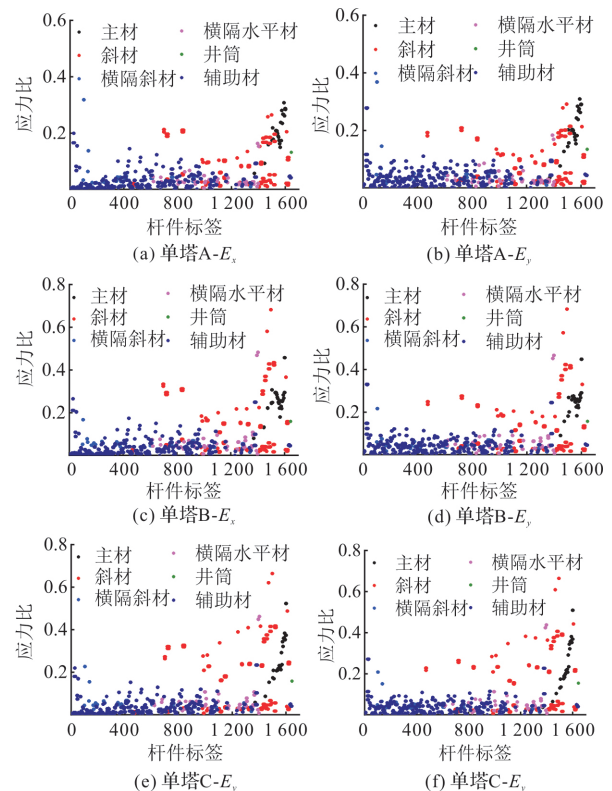


图 7 杆件应力比分布图

Fig. 7 Stress ratio distribution diagram of members

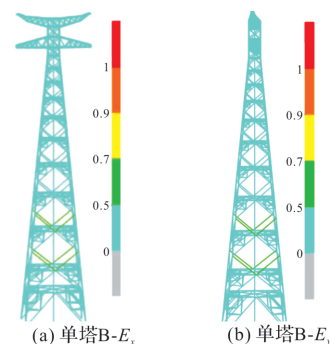


图 8 模型最大应力点位置

Fig. 8 Location of maximum stress point of model



2.4 基底剪力

表 3 列出了不同模型地震作用下的基底剪力值, 可以发现: 模型在 X 向和 Y 向地震作用下基底剪力基本接近; 纯钢管单塔模型 A 底部剪力最小, 相比单塔模型 B 减小了约 60%; 模型 C 基底剪力较单塔 B 稍大, 但相差并不明显.

表 3 模型基底剪力

Tab. 3 Shear force at the bottom of the model

模型	X 向/kN	Y 向/kN	变化率 X/%	变化率 Y/%
单塔 A	9 211	10 040	-61.89	-57.63
单塔 B	24 170	23 696		
单塔 C	24 884	24 103	2.96	1.72

注: 变化率以单塔 B 模型为基准模型

3 静力弹塑性分析

3.1 基本原理

静力弹塑性分析(Pushover)是指对结构分析模型施加某种形式的侧向力来模拟地震水平惯性力, 然后逐步增大侧向荷载强度, 使结构从弹性阶段进入弹塑性阶段, 直至结构达到目标位移为止. 该过程可以考虑结构在给定地震作用下的非线性行为, 明确结构中的薄弱部位, 因此可对跨越单塔(工程模型 B)进行 Pushover 分析, 检查和评估其抗震性能. 具体分析流程如图 9 所示.

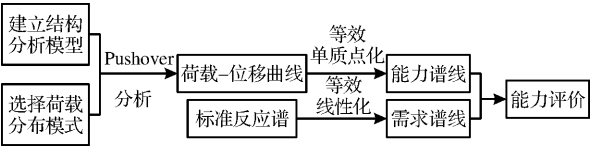


图 9 静力弹塑性分析流程图

Fig. 9 Flowchart of static elasto-plastic analysis

3.2 侧向加载模式

侧向荷载的分布模式代表了地震惯性力的分布, 因此侧向荷载模式是 Pushover 分析的一个关键问题, 典型的加载模式包括均布加载、倒三角加载和振型加载模式等<sup>[19]</sup>. 本文采用振型加载模式对单塔进行推覆.

3.3 性能点求解

单塔在 7 度罕遇地震作用下两个方向的基底剪力-顶点位移曲线及能力谱、需求谱如图 10、11 所示, 需求谱与能力谱的交点即罕遇地震作用下结构的性能点, 指标如表 3 所示. 从中可以看出, 即使在罕遇地震作用下, 结构也整体基本处于弹性阶段, 并没有塑性铰产生, 此时各杆件均处于应力水平较低层次, 如图 12 所示.

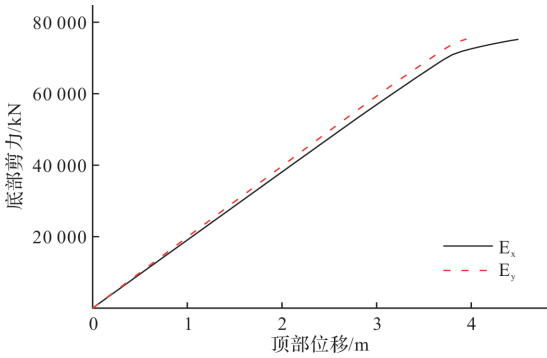


图 10 底部剪力-顶部位移曲线图

Fig. 10 Shear force of foundation-vertex displacement curve

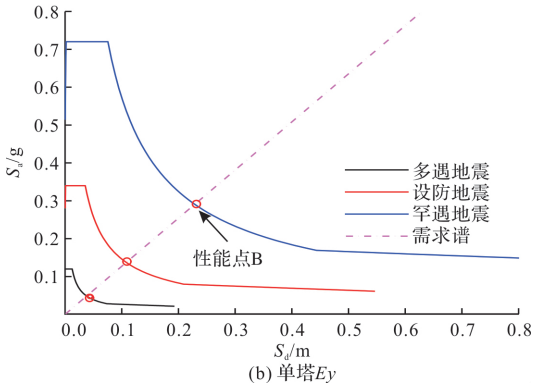
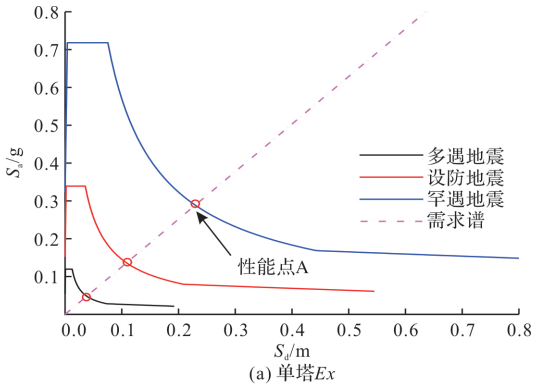


图 11 能力谱与需求谱曲线

Fig. 11 Capacity spectrum and demand spectrum curve

表 3 性能点指标统计

Tab. 3 Statistics of performance point index

罕遇地震	$S_a/g$	$S_a/m$	$D/m$	$V/kN$	铰状态
单塔 $E_x$	0.282	0.224	0.556	10 606	弹性
单塔 $E_y$	0.283	0.223	0.549	10 905	弹性

为判定和识别输电塔薄弱层位置, 对其继续推覆直至出现塑性铰, 塑性铰发展过程如 13、14 所示. 从图中可以发现, 最先出现塑性铰的位置是斜材, 此时对应 13(a) 状态基底剪力为 39 981 kN, 顶点位移 2.099 m, 对应 14(a) 状态基底剪力为 39 526 kN, 顶点位移 1.990 m. 随着推覆位移不断增大, 斜材出现塑性铰的地方愈发变多, 而主材未出现塑性铰, 说明在地震作用下相对薄弱

层为斜材处,这与反应谱分析中斜材应力比最大的结论是一致的。

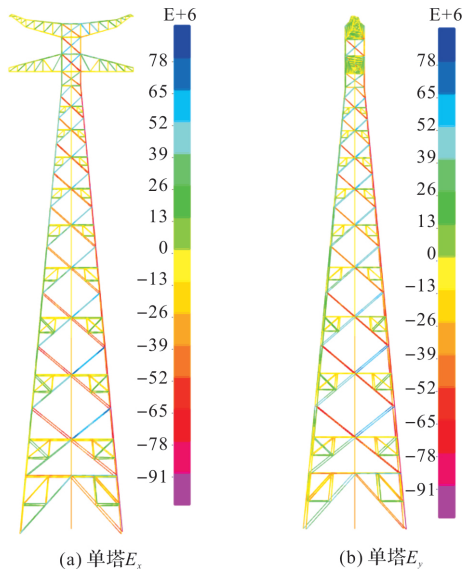


图 12 跨越塔应力云图 ( $\text{N/m}^3$ )

Fig. 12 Stress nephogram of crossing tower

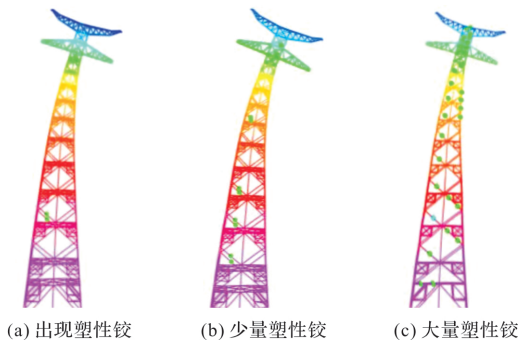


图 13  $E_x$  作用下塑性铰发展过程

Fig. 13 The development process of plastic hinge under the action of  $E_x$

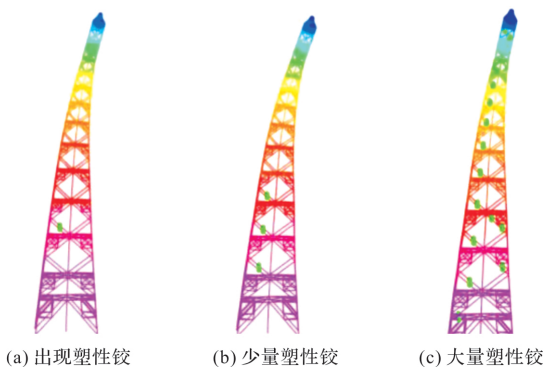


图 14  $E_y$  作用下塑性铰发展过程

Fig. 14 The development process of plastic hinge under the action of  $E_y$

## 4 一致激励动力时程分析

### 4.1 地震波选取

地震波的三要素分别为频谱特性、有效峰值和

持续时间。选波时频谱特性可通过场地类别及设计地震分组确定;有效峰值对应地震动强度,本文将其调整至  $7^\circ(0.15 \text{ g})$  罕遇地震  $310 \text{ cm/s}^2$ ;地震持时一般为结构基本周期的  $5 \sim 10$  倍,本文取为  $30 \text{ s}$ 。本文地震波选取三条,两条天然波 LYTLECR\_WTW115 波及 ELALAMO\_ELC180 波,分别记为 N1 波及 N2 波,一条人工波记为 R 波。

地震波时程曲线及与规范谱对比如图 15~18 所示,表 4 列出了时程分析计算基底剪力与反应谱计算剪力对比情况。从图 18 可以看出,三条地震波与规范谱地震影响系数变化趋势基本一致,从表 4 可以看出每条地震波计算基底剪力及平均值均满足规范<sup>[17]</sup>要求,表明地震波选取合理。

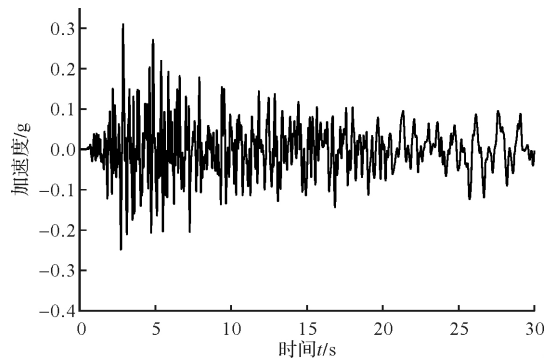


图 15 N1 波地震时程曲线

Fig. 15 Seismic wave time history curve of N1

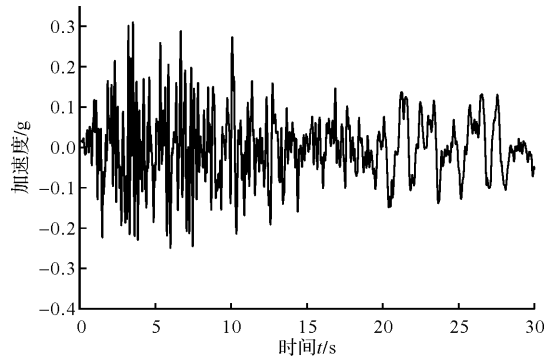


图 16 N2 波地震时程曲线

Fig. 16 Seismic wave time history curve of N2

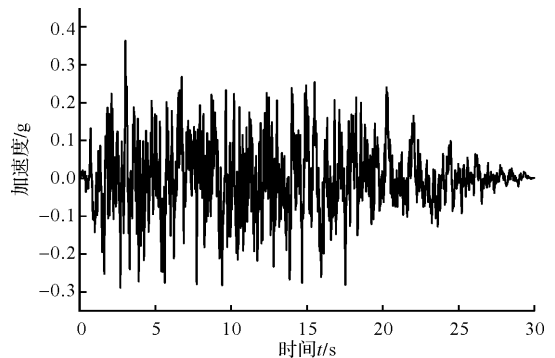


图 17 人工地震波时程曲线

Fig. 17 Artificial seismic wave time history curve

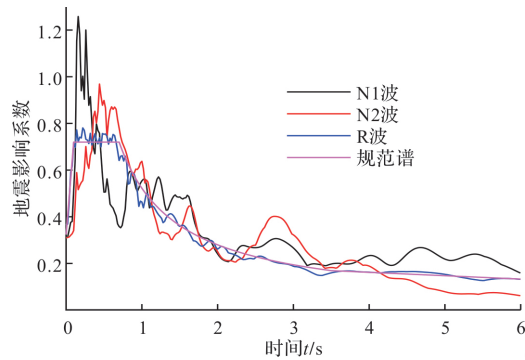


图 18 地震影响系数对比曲线

Fig. 18 Comparison curves of seismic influence coefficient

表 4 模型基底剪力对比

Tab. 4 Comparison of model base shear

模型	指标	N1 波	N2 波	R 波	平均	反应谱
单塔	$V_x/\text{kN}$	22 897	28 683	26 296	25 958	2 4170
	比值	0.947	1.187	1.088	1.074	
	$V_y/\text{kN}$	22 559	29 791	26 822	26 396	23 696
	比值	0.952	1.257	1.132	1.114	

注: 比值为地震波计算值/反应谱计算值

4.2 位移及加速度响应

以 N1 波为例, 图 19 列出了单塔及塔线体系顶底的位移和加速度时程曲线, 限于篇幅 N2 波及 R 波结果曲线不列出, 表 5 则列出了位移及加速度的具体数值. 从图中可以看出, 塔线体系无论在 X 向还是 Y 向与单塔的时程曲线波形基本相似, 变化趋势一致; 从图 19(b)中可以发现, 由于塔线耦合效应, 导线在顺导线方向的来回振动使得南北跨越塔位移时程相差了两倍的初值位移, 南北跨越塔呈反向运动, 从位移云图 20 也可看出南北跨越塔运动方向相反; 从表 5 可以看出: 三种地震波下, 塔线体系位移普遍大于单塔, 加速度响应则小于单塔结构; 时程分析塔顶位移计算值均略小于反应谱计算值, 可比性较好, 表明模型合理.

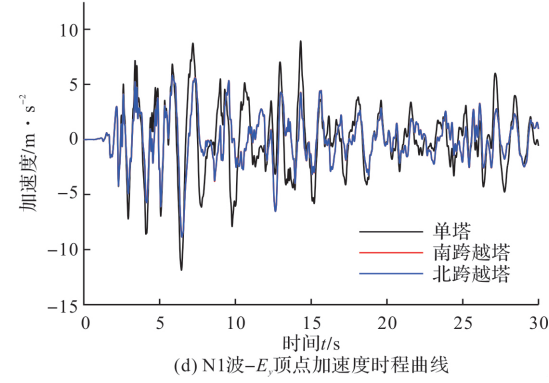
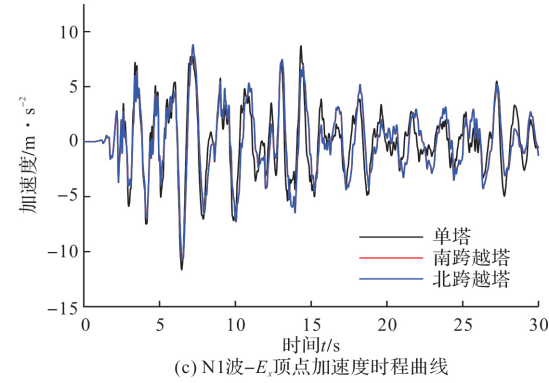
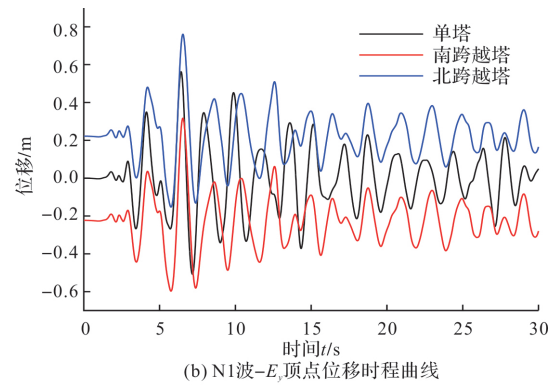
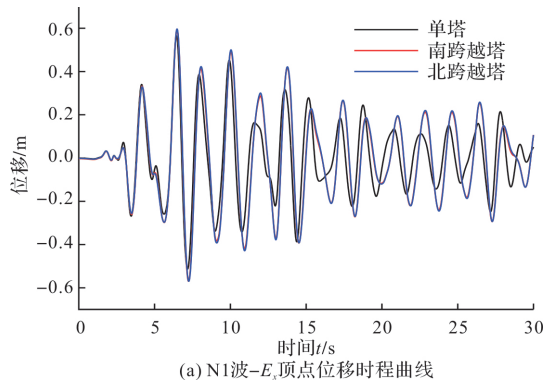


图 19 N1 地震波下位移和加速度时程曲线

Fig. 19 Time history curve of displacement and acceleration under N1 seismic wave

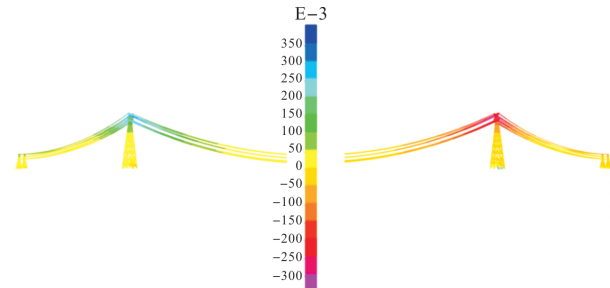


图 20 跨越塔体系位移云图(m)

Fig. 20 Displacement nephogram of crossing tower-line system/m

表 5 顶点位移及加速度值

Tab. 5 Shear force at the bottom of the model

模型	指标	N1 波	N2 波	R 波	平均
单塔	位移 $u_x$	0.567	0.681	0.560	0.602
	位移 $u_y$	0.563	0.683	0.547	0.598
	加速度 $a_x$	11.655	14.591	10.800	12.349
	加速度 $a_y$	11.869	17.119	10.601	13.196

续表 5

模型	指标	N1 波	N2 波	R 波	平均
塔线体系-南跨越塔	位移 $u_x$	0.593	0.695	0.658	0.649
	变化率/%	+4.59	+2.06	+17.50	+7.81
	位移 $u_y$	0.597	0.686	0.679	0.654
	变化率/%	+6.04	+0.44	+24.13	+9.36
	加速度 $a_x$	10.695	13.545	10.945	11.728
	变化率/%	-8.24	-7.17	1.34	-5.03
塔线体系-北跨越塔	加速度 $a_y$	8.860	13.189	10.194	10.747
	变化率/%	-25.35	-22.96	-3.84	-18.56
	位移 $u_x$	0.596	0.696	0.659	0.651
	变化率/%	+5.11	+2.20	+17.68	+8.14
	位移 $u_y$	0.761	0.744	0.728	0.744
	变化率/%	+35.17	+8.93	+33.09	+24.41
北跨越塔	加速度 $a_x$	10.631	13.353	10.852	11.612
	变化率/%	-8.79	-8.48	0.48	-5.97
	加速度 $a_y$	8.865	13.146	10.243	10.751
	变化率/%	-25.31	-23.21	-3.38	-17.30

注：位移单位为 m，加速度单位为  $\text{m/s}^2$ ，变化率以单塔模型对应物理量为参考对象

### 4.3 杆件轴力

塔线体系在地震作用下最不利杆件同样为斜材，因此以斜材为特征杆件，对比杆件轴力变化。从表 6 中可以看出，在 N1 波及 N2 波地震作用下，杆件轴力均大于单塔模型，最大增幅在 11% 左右，R 波下杆件内力略小于单塔模型，平均而言塔线体系轴力大于单塔，表明地震作用下考虑塔线耦合体系的整体结构响应是有必要的。

表 6 顶点位移及加速度值

Tab. 6 Shear force at the bottom of the model

模型	指标	N1 波	N2 波	R 波	平均
单塔	$F_x/\text{kN}$	3 735	5 988	5 055	4 926
	$F_y/\text{kN}$	3 718	5 909	5 024	4 884
塔线体系-南跨越塔	$F_x/\text{kN}$	4 158	6 375	5 171	5 234
南跨越塔	变化率/%	11.31	+6.46	+2.29%	+6.26
	$F_y/\text{kN}$	3 946	6 379	4 826	5 051
塔线体系-北跨越塔	变化率/%	+6.14%	+7.96%	-3.94%	+3.42%
北跨越塔	$F_x/\text{kN}$	3 904	6 271	4 991	5 055
	变化率/%	+4.53	+4.73	-1.26	+2.63
北跨越塔	$F_y/\text{kN}$	4 136	6 180	4 619	4 978
	变化率/%	+11.24	+4.59	-8.07	+1.94

## 5 非一致激励动力时程分析

### 5.1 基本原理

地震时地面运动是一个复杂的时间-空间过程，不仅具有时变性，而且还具有空间效应，具体体现在行波效应、局部相干效应、场地效应等<sup>[20]</sup>。由于本工程大跨越塔线体系在顺导线方向跨度较大，因

此有必要在该方向进行地震动的多点输入。本节基于位移法分析多点激励下考虑行波效应的地震动影响，由于 IV 类场地等效剪切波速最高值为 150 m/s，因此，视波速取为 100 m/s、150 m/s 及 200 m/s，定义  $\gamma$  为行波效应影响系数，如下式所示。

$$\gamma = \frac{\text{多点输入结构响应}}{\text{一致输入结构响应}} \quad (1)$$

### 5.2 位移及加速度响应

表 7 列出了多点输入下结构的响应及  $\gamma$  计算值。从中可以看出，随着视波速的增大， $\gamma$  计算值并没有呈现出明显的规律；对于位移响应，南跨越塔  $\gamma u_y$  计算平均值分别为 1.076、1.199 及 1.579，均起到了放大作用，而北跨越塔为 0.707、0.907、1.974，除人工波 R 波外，均起到了减小作用；对于加速度响应，南北跨越塔  $\gamma a_y$  计算平均值在 0.727~1.14 之间。总体而言，受视波速及地震波的影响， $\gamma$  值并未呈现明显的规律，本算例中  $\gamma u_y$  最大为 2.059， $\gamma a_y$  最大为 1.328，行波效应对结构位移及加速度响应影响较大。

表 7 不同视波速下位移及加速度响应对比

Tab. 7 Comparison of displacement and acceleration response under different apparent wave velocities

模型	指标	100 m/s	150 m/s	200 m/s	平均
N1 波-南跨越塔	位移 $u_y$	0.703	0.715	0.694	0.704
	$\gamma u_y$	1.178	1.042	1.022	1.076
	加速度 $a_y$	8.689	8.707	8.572	8.656
	$\gamma a_y$	0.981	0.660	0.841	0.805
N1 波-北跨越塔	位移 $u_y$	0.512	0.560	0.529	0.534
	$\gamma u_y$	0.673	0.753	0.727	0.717
	加速度 $a_y$	8.268	8.497	7.900	8.222
	$\gamma a_y$	0.933	0.646	0.771	0.765
N2 波-南跨越塔	位移 $u_y$	0.780	0.779	0.794	0.784
	$\gamma u_y$	1.307	1.136	1.169	1.199
	加速度 $a_y$	11.768	12.105	12.139	12.004
	$\gamma a_y$	1.328	0.918	1.191	1.117
N2 波-北跨越塔	位移 $u_y$	0.616	0.614	0.794	0.675
	$\gamma u_y$	0.809	0.825	1.091	0.907
	加速度 $a_y$	11.226	12.824	12.716	12.255
	$\gamma a_y$	1.266	0.976	1.241	1.140
R 波-南跨越塔	位移 $u_y$	1.025	1.041	1.032	1.033
	$\gamma u_y$	1.717	1.517	1.520	1.579
	加速度 $a_y$	7.838	8.076	7.613	7.842
	$\gamma a_y$	0.885	0.612	0.747	0.730
R 波-北跨越塔	位移 $u_y$	1.484	1.423	1.499	1.469
	$\gamma u_y$	1.950	1.913	2.059	1.974
	加速度 $a_y$	7.729	7.811	7.913	7.818
	$\gamma a_y$	0.872	0.594	0.773	0.727

注：位移单位为 m，加速度单位为  $\text{m/s}^2$



5.3 杆件轴力

表 8 列出了多点输入下斜材的轴力值及  $\gamma F_y$  计算值, 从中可以看出, 除个别情况, 视波速在 100 m/s 时  $\gamma F_y$  最大, 在视波速 150 m/s 时  $\gamma F_y$  最小, 不同地震波下  $\gamma F_y$  均值位于 0.784~1.207 之间, 本算例中  $\gamma F_y$  最大值为 1.558, 可见是否考虑行波效应对杆件轴力有着重要影响, 设计中应予以考虑。

表 8 不同视波速下杆件轴力对比

Tab. 8 Comparison of axial force of rod under different apparent wave velocities

模型	指标	100 m/s	150 m/s	200 m/s	平均
N1 波-南	$F_y/\text{kN}$	4 221	4 187	4 222	4 210
跨越塔	$\gamma F_y$	1.070	0.656	0.875	0.833
N1 波-北	$F_y/\text{kN}$	3 779	4 109	3 820	3 903
跨越塔	$\gamma F_y$	0.914	0.665	0.827	0.784
N2 波-南	$F_y/\text{kN}$	6 147	6 300	4 222	5 556
跨越塔	$\gamma F_y$	1.558	0.988	0.875	1.100
N2 波-北	$F_y/\text{kN}$	6 056	5 801	6 161	6 006
跨越塔	$\gamma F_y$	1.464	0.939	1.334	1.207
R 波-南	$F_y/\text{kN}$	4 446	4 403	4 438	4 429
跨越塔	$\gamma F_y$	1.127	0.690	0.920	0.877
R 波-北	$F_y/\text{kN}$	4 659	45 57	4 777	4 664
跨越塔	$\gamma F_y$	1.126	0.737	1.034	0.937

6 结论

基于凤城-梅里长江大跨越工程, 本文采用 SAP2000 建立了单塔和塔线体系有限元模型, 进行了地震作用下的一系列对比分析, 得到以下结论:

(1) 跨越塔前三阶振型以  $X$  向平动、 $Y$  向平动及扭转为主, 塔线体系自振频率略小于单塔模型;

(2) 主材混凝土的灌注高度会改变结构的自振频率、应力比及最不利截面位置;

(3) 地震作用下跨越塔整体应力水平较低, 但斜材是结构抗震设计中的相对薄弱部位, 最先出现塑性铰;

(4) 一致激励地震作用下, 塔线体系位移普遍大于单塔, 加速度响应则小于单塔结构, 杆件轴力最大增幅达 11%, 设计中应考虑塔线耦合体系对结构的不利影响;

(5) 非一致激励地震作用下, 受视波速及地震波的影响, 行波效应影响系数分布未呈现明显的规律, 算例中对于位移、加速度、轴力的行波效应影响系数最大分别为 2.059, 1.328, 1.588, 实际工程设计应予以考虑。

参考文献 References

[1] 郑通彦, 郑毅. 2013 年中国大陆地震灾害损失述评[J]. 自然灾害学报, 2015, 24(1): 239-246.  
ZHENG Tongyan, ZHENG Yi. Review of earthquake damage losses in Chinese mainland in 2013[J]. Journal of Natural Disasters, 2015, 24(1): 239-246.

[2] SUN J M, LI J Q, YANG F G. Seismic performance analysis of tower lines system under multiple support excitation[J]. Advanced Materials Research, 2013, 732-733: 1085-1089.

[3] PARK H S, CHOI B H, KIM J J, et al. Seismic performance evaluation of high voltage transmission towers in South Korea[J]. Ksce Journal of Civil Engineering, 2016, 20(6): 2499-2505.

[4] TIAN L, MA R S, QIU C, et al. Influence of multi-component ground motions on seismic responses of long-span transmission tower-line system: An experimental study[J]. Earthquakes and Structures, 2018, 15(6): 583-593.

[5] TIAN L, FU Z Y, LIU Y P, et al. Experimental and numerical study on the collapse failure of long-span transmission tower-line systems subjected to extremely severe earthquakes[J]. Earthquakes and Structures, 2019, 16(5): 513-522.

[6] TIAN L, PAN H Y, MA R S, et al. Seismic failure analysis and safety assessment of an extremely long-span transmission tower-line system[J]. Structural Engineering & Mechanics, 2019, 71(3): 305-315.

[7] ALBAYRAK U, MORSHID L A M. Evaluation of Seismic Performance of Steel Lattice Transmission Towers[J]. Civil Engineering Journal, 2020, 6(10): 2024-2044.

[8] 李宏男, 石文龙, 贾连光. 考虑导线影响的输电塔侧向简化抗震计算方法[J]. 振动工程学报, 2003(2): 101-105.  
LI Hongnan, SHI Wenlong, JIA Lianguang. Simplified seismic calculation method considering effects of lines on transmission tower[J]. Journal vibration Engineering, 2003(2): 101-105.

[9] 沈国辉, 孙炳楠, 何运祥等. 大跨越输电塔线体系的地震响应研究[J]. 工程力学, 2008(11): 212-217.  
SHENG Guohui, SUN Bingnan, HE Yunxiang et al. Seismic response of long-span transmission tower-line system[J]. Engineering Mechanics, 2008(11): 212-217.

[10] 熊铁华, 梁枢果, 邹良浩, 等. 大跨越钢管混凝土输电塔线体系的地震响应分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(12): 7-12.

- XIONG Tiehua, LIANG Shuguo, ZHOU Lianghao et al. Seismic responses Of a long-span concrete filled steel-tube transmission tower-line system. [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(12): 7-12.
- [11] 田利, 李宏男. 多维多点地震动激励下折线型输电塔线体系反应分析[J]. 土木工程学报, 2012, 45(S1): 131-135.
- TIAN Li, LI Hongnan. Seismic response of fold linear type transmission tower-line system under multi-component multi-support excitations[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(S1): 131-135.
- [12] 刘俊才, 田利, 张睿, 等. 远场地震作用下输电塔-线体系最不利输入方向预测研究[J]. 工程力学, 2020, 37(S1): 97-103.
- LIU Juncai, TIAN Li, ZHANG Rui et al. Study on the prediction of the most adverse input direction of transmission tower-line system under far-field seismic ground motions[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(S1): 97-103.
- [13] 袁光英, 潘海洋, 马瑞升, 等. 考虑不同地震输入方向的输电塔-线体系连续性倒塌研究[J]. 地震工程学报, 2020, 42(4): 840-846.
- YUAN Guangying, Pan Haiyang, MA Ruisheng et al. Study of progressive collapse of transmission tower-line system considering different incident angles of earthquakes waves[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2020, 42(4): 840-846.
- [14] 陈龙强, 张德凯, 邓洪洲. 大跨越输电塔线体系地震时程响应研究[J]. 特种结构, 2020, 37(5): 23-28.
- CHEN Longqiang, ZHANG Deka, DENG Hongzhou. Research on seismic time-history response of long-span transmission tower-line system[J]. Special Structures, 2020, 37(5): 23-28.
- [15] 杨风利, 陈兵, 许志勇, 等. 500 kV 长江大跨越输电塔风振系数研究[J/OL]. 中国电机工程学报: 1-15[2022-02-14].
- YANG Fengli, CHEN Bin, XU Zhiyong et al. Study on Wind-induced Vibration Coefficients of the Transmission Tower in a 500 kV Long span line crossing the Yangtze River. [J/OL]. Proceedings of the CSEE: 1-15[2022-02-14].
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 电力设施抗震设计规范: GB 50260—2013[S]. 北京: 中国标准出版社, 2013.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of electrical installations: GB-50260—2013[S]. Beijing: Standards Press of China, 2013.
- [17] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [18] 北京金土木软件技术有限公司. Pushover 分析在建筑工程抗震设计中的应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- Civil King Information Technology Co., Ltd. Application of pushover analysis in seismic design of building engineering[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [19] 杨付刚, 孙建梅, 胡启平. 多点输入下大跨越输电塔结构抗震性能时程分析[J]. 电力建设, 2010, 31(4): 1-4.
- YANG Fugang, SUN Jianmei, HU Qipin. Seismic behaviour analysis of long crossing transmission tower under multiple support excitation[J]. Electric Power Construction, 2010, 31(4): 1-4.

(编辑 沈 波)