

文章编号: 0253-2697(2014)01-152-07 DOI:10.7623/syxb201401019

## 深水导管架平台抗台风极限承载能力

朱本瑞 陈国明 刘 康 林 红 陈维杰

(中国石油大学海洋油气装备与安全技术研究中心 山东青岛 266580)

**摘要:**针对台风引起的甲板上浪问题,采用 API 模型与 Stokes 5th 波原理确立上浪载荷计算方法与流程,基于 Pushover 分析原理,提出广义储备强度系数 GRSR 以用于服役平台环境条件改变时的承载能力评估。在此基础上,以某深水导管架平台为研究对象,考虑固支与桩-土非线性作用两种边界约束,计算得到平台设计载荷下端向、斜向与侧向 3 种方向的承载能力曲线与塑性应变分布,并对其极限承载能力与失效模式的内在关系进行深入探讨;进一步考虑甲板上浪载荷作用对平台进行推覆分析,研究不同上浪高度下平台极限承载与失效模式。结果表明,上浪载荷导致平台极限承载能力降低,当上浪高度达到一定值时,平台塑性区集中于导管架顶部,主控失效模式演变为上部组块侧翻倒塌,这与台风后观察到的平台失效模式一致。研究成果可为中国深水导管架平台抗台风工程提供参考。

**关键词:**台风;甲板上浪;导管架平台;极限承载能力;静力推覆分析;失效模式;倒塌机制

**中图分类号:**TE951 **文献标识码:**A

## Typhoon-resistant ultimate bearing capacity of deep-water jacket platforms

Zhu Benrui Chen Guoming Liu Kang Lin Hong Chen Weijie

(Centre for Offshore Engineering and Safety Technology, China University of Petroleum, Qingdao 266580, China)

**Abstract:** For typhoon-induced wave-in-deck (WID) loads on fixed offshore structures, a calculation method and the procedure are established using the API hydrodynamic model and Stokes 5th wave theory. A generalized concept of reserve strength coefficient is proposed for assessing the bearing capacity of jacket platforms with environmental changes. Using a deep-water jacket platform as an example, the ultimate bearing capacity (UBC) curves and plastic strain distribution (PSD) of the design loads applied in three directions (end-on, broadside, and diagonal) are determined by considering two boundary constraints, i. e., clamped support and pile-soil nonlinear springs; further, the inherent relationship between the UBC and failure mode (FM) of the platform is investigated. Additionally, the WID loads at different heights are taken into account for pushover analysis of the UBC and FM of the platform. Results show that the WID load reduces the UBC of the platform; when the height of WID reaches a certain level, the PSD is concentrated to the top of the jacket while the main FM changes to topside rollover collapse. The results are consistent with our observations in the real platform after typhoon. This study valuable reference data is provided for assessing the anti-typhoon performance of deepwater jacket platforms.

**Key words:** typhoon; wave-in-deck; jacket platform; ultimate bearing capacity; pushover; failure modes; collapse mechanism

随着海洋油气资源不断开采,导管架平台逐渐向大型化、深水化方向发展,台风也时常给导管架平台带来巨大的破坏力,给海洋油气开采造成不可估量的经济损失。2002—2004 年,台风 Lili 与 Ivan 分别导致 7 座导管架平台倒塌<sup>[1]</sup>;2005 年,Katrina 和 Rita 相继摧毁 115 座固定平台<sup>[2]</sup>。国内针对台风或强台风下导管架平台的抗倒塌能力研究却较少,文献<sup>[3]</sup>曾率先对超强台风下导管架平台极限承载能力进行了研究,但没有考虑台风引起的甲板上浪(wave-in-deck, WID)载荷,显然这不足以充分真实反映平台结构的失效模式。

美国矿产管理局研究报告表明<sup>[4]</sup>,在台风摧毁的平台中,由甲板上浪载荷造成的破坏占 21%。国外围绕导管架平台甲板上浪的数值模拟、波浪水槽实验等方面进行了大量研究<sup>[4-7]</sup>,这些成果为开展台风载荷作用下导管架平台抗倒塌性能研究奠定了基础;而国内针对导管架平台甲板上浪载荷的研究则未见报道。

笔者以某深水导管架平台为研究对象,围绕台风引起的强风与巨浪作用下平台的极限承载能力进行了深入探讨,力图确定平台真实的失效模式,揭示导管架平台倒塌机理,为深水导管架平台抗台风设计提供技术支持。

**基金项目:**国家自然科学基金项目(No. 51079159, No. 51209218)和中央高校基本科研业务费专项资金项目(13CX06079A)资助。

**第一作者:**朱本瑞,男,1986 年 10 月生,2009 年获中国石油大学(华东)学士学位,现为中国石油大学(华东)博士研究生,主要从事海洋石油装备强度与可靠性方面的研究工作。Email:zhubenrui@163.com

**通信作者:**陈国明,男,1962 年 10 月生,1982 年获华东石油学院学士学位,1999 年获石油大学博士学位,现为中国石油大学(华东)教授、博士生导师,主要从事海洋油气工程及装备、油气安全工程方面的研究工作。Email:offshore@126.com

# 1 甲板上浪载荷计算

## 1.1 甲板上浪载荷

迄今为止,甲板上浪载荷的计算尚没有普遍认可的方法。现有的方法大致可分为侧面轮廓法和细节构件法两大类。侧面轮廓法是根据有效甲板湿水面积及水质点压力,采用拖曳力公式或动量公式进行计算;细节构件方法则分别计算作用于甲板每根杆件上的波浪载荷,通过屏蔽系数考虑结构构件之间的交互作用,然后进行叠加得到总载荷。鉴于后者需要建立所有杆件与设备模型,对计算机及软件要求高,故笔者选用侧面轮廓法,主要模型有 API 模型、DNV 拍击力模型、SHELL 模型和 MSL 模型等<sup>[8-9]</sup>,采用 API 模型<sup>[10]</sup> 计算甲板上浪时有

$$F_{wd} = \frac{1}{2} \rho C_d (a_{wkl} v_x + a_{cbf} v_{uc})^2 A \quad (1)$$

式中: $F_{wd}$ 为甲板上浪载荷,N; $\rho$ 为海水密度, $\text{kg/m}^3$ ; $C_d$ 为拖曳力系数; $v_x$ 为甲板淹湿顶部处水质点水平速度, $\text{m/s}$ ; $v_{uc}$ 为与波浪同向的流速, $\text{m/s}$ ; $a_{wkl}$ 为波浪运动系数,台风时取 0.88; $a_{cbf}$ 为导管架的海流阻挡系数; $A = z_{wd} \times b$ ,为甲板淹湿轮廓在波浪方向的投影面积, $\text{m}^2$ ; $z_{wd}$ 为波浪淹没甲板的高度, $\text{m}$ ; $b$ 为甲板宽度, $\text{m}$ 。

## 1.2 波面及水平速度的确定

为确定甲板上浪载荷,关键是计算甲板淹湿位置处的波面高度  $\eta$  及水质点水平速度  $v_x$ ,根据 Stokes 5th 波理论,两者计算公式分别为

$$\kappa \eta = \sum_{n=1}^5 f_{1n}(\lambda, L, d) \cos n(\kappa x - \omega t) \quad (2)$$

$$v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = c \sum_{n=1}^5 f_{2n}(\lambda, L, d) \text{ch} n \kappa (z + d) \cos n(\kappa x - \omega t) \quad (3)$$

式中: $\eta$ 为波面相对海平面的高度, $\text{m}$ ; $\kappa$ 为波数; $\lambda$ 为波浪系数; $L$ 为波长, $\text{m}$ ; $d$ 为水深, $\text{m}$ ; $x$ 为水质点的位移, $\text{m}$ ; $t$ 为时间, $\text{s}$ ; $\omega$ 为圆频率, $\text{rad/s}$ ; $z$ 为水质点距离海面的高度, $\text{m}$ ; $f_{1n}$ 和  $f_{2n}$ 为关于系数  $\lambda$ 、波长  $L$  和水深  $d$  的函数( $n=1,2,3,4,5$ ); $\varphi$ 为速度势; $c$ 为波速, $\text{m/s}$ 。

通过波浪理论建立的色散关系方程组可确定波长  $L$  与系数  $\lambda$ <sup>[11]</sup>

$$\frac{\pi H}{d} = \frac{L}{d} [\lambda + \lambda^3 B_{33} + \lambda^5 (B_{35} + B_{55})] \quad (4)$$

$$\frac{d}{L_0} = \frac{d}{L} \text{th} \kappa d (1 + \lambda^2 C_1 + \lambda^4 C_2) \quad (5)$$

其中:

$$L_0 = gT^2/2\pi$$

式中: $H$ 为波高, $\text{m}$ ; $T$ 为波浪周期, $\text{s}$ ; $B_{33}$ 、 $B_{35}$ 、 $B_{55}$ 、 $C_1$ 和  $C_2$ 为 Stokes 5th 波浪系数,是关于  $d/L$  的函数; $g$ 为重力加速度, $9.8 \text{ m/s}^2$ 。

式(4)、式(5)为未知数的  $\lambda$  和  $L$  的隐式方程,可采用牛顿法进行编程求解<sup>[12]</sup>。求得  $\lambda$  和  $L$ ,代入式(2)和(3)即可得到波面高度  $\eta$  和水平速度  $v_x$ ,从而由式(1)确定甲板上浪载荷。

# 2 导管架平台极限承载能力

## 2.1 Pushover 分析方法

静力推覆分析(Pushover)是进行结构极限承载能力分析最有效的一种方法<sup>[13-15]</sup>。Pushover 不仅能够用于结构弹性阶段的设计校核,还能够进行结构塑性阶段的力学特性研究,有助于分析构件失效后的内力重分布,揭示灾变载荷下结构潜在的破坏机制;同时,该方法能够有效实现结构弱点分析,识别结构破坏的薄弱环节,为平台结构的加固与维修提供参考,Pushover 分析原理如图 1 所示。

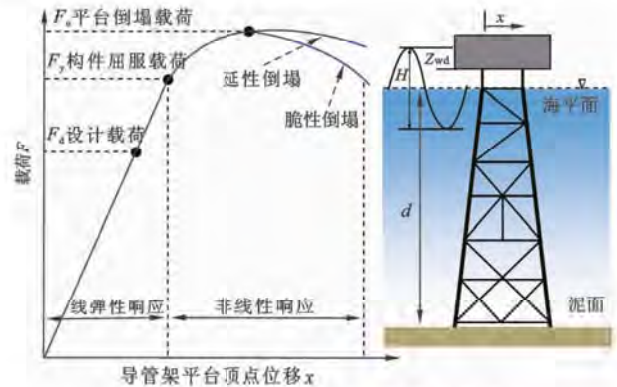


图 1 导管架平台 Pushover 分析原理

Fig. 1 Pushover analysis schematic of jacket platforms

## 2.2 广义储备强度因数

基于 Pushover 方法,Lalani 和 Shuttleworth 首次提出储备强度系数概念<sup>[16]</sup>,作为衡量平台承载能力的指标。如图 1 中所示,储备强度因数定义为结构倒塌时所承受载荷与设计载荷的比值

$$R = F_u / F_d$$

式中: $F_u$ 为平台倒塌时对应的载荷, $\text{kN}$ ; $F_d$ 为设计环境载荷, $\text{kN}$ ; $R$ 反映平台结构体系的抗力水平,通常要求大于 1.6。 $R$ 在平台结构整体性能设计时具有非常重要的意义,但是由于结构极限承载能力与载荷施加模式有关,而海洋平台服役过程的环境条件极有可能与原始设计载荷不同(例如,海底滑坡导致甲板高程降低,或风暴增水导致水深增加等),因此,在对服役平台完整性管理的结构评估与再评估阶段使用该因数时应

作修正。定义广义强度储备因数  $G$  为结构倒塌或达到极限状态的载荷与加载模式初始载荷之间的比值,  $G$  充分反映了原始设计条件发生变化时平台结构当前状态的承载能力。由此, 平台发生甲板上浪时, 广义储备强度因数  $G$  可引申为

$$G = F_u / (F_{wa} + F_{wi} + F_{cu} + F_{wd}) \quad (6)$$

式中:  $F_{wa}$ 、 $F_{wi}$ 、 $F_{cu}$ 、 $F_{wd}$  分别为初始加载对应的波浪载荷、风载荷、海流载荷以及甲板上浪载荷, kN。

### 3 平台有限元模型与环境载荷计算

#### 3.1 平台结构与有限元模型

某深水导管架海洋平台上部组块分为 4 层, 高 40 m、宽 25 m、长 66.45 m、重 12033 t (含设备重量), 平台底层甲板高程为 16.5 m; 导管架由 7 层 8 桩管构成, 8 根桩管按矩形布置, 成双斜非对称结构 ( $B$  面坡度为 1:7;  $A$  面坡度为 1:10, 如图 2); 导管架采用 4 裙 12 桩安装于海底, 桩腿入泥深度 99.75 m。

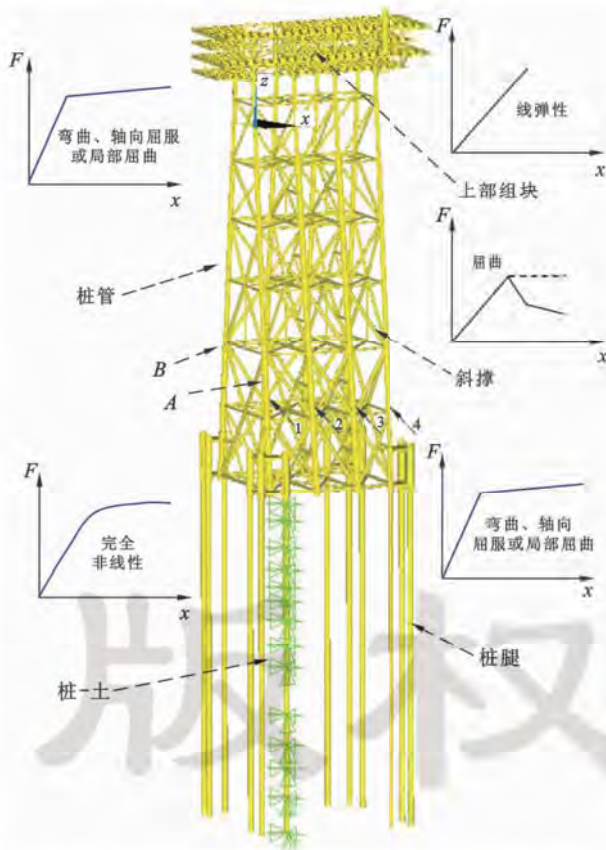


图 2 海洋平台有限元模型及主要构件力学特性

Fig. 2 Finite element model of the platform and typical member mechanical properties

因为涉及结构非线性倒塌阶段力学行为, 建模时应充分考虑模拟单元的力学特性及材料非线性。笔者分别选用 3D 弹塑性单元 PIPE288 和 PIPE20 建立平

台导管架与桩腿部分, 其中 PIPE288 单元可通过 SOCEAN 模块自动模拟计算波浪载荷; 上部组块采用 PIPE16 和 BEAM188 单元建立, 设备质量采用 MASS21 单元模拟; 桩-土非线性相互作用采用弹簧单元 COMBIN39 模拟, 弹簧实常数通过平台井位处的土层设计强度参数进行定义。鉴于深水导管架平台结构复杂, 极限强度分析需要大量计算时间, 故分析过程仅考虑桩腿和导管架结构的材料非线性, 上部组块结构则视为线弹性材料, 如图 2 所示。

#### 3.2 环境载荷与计算工况

平台设计水深为 105 m, 所在海域 100 年一遇波高为 17.1 m, 周期为 9.5 s, 风速为 43.6 m/s, 表面流速为 3.5 m/s, 海底流速为 0.58 m/s。由此计算得到平台环境载荷, 见表 1。其中, 风载荷由 Fluent 软件模拟得到, 详见文献[17]; 波浪载荷根据 Morison 公式进行计算, 其最大值对应的相位角采用 APDL 编程在  $0^\circ \sim 360^\circ$  搜索获得。

表 1 海洋环境载荷

Table 1 Marine environment loads

载荷方向/ $^\circ$	相位角/ $^\circ$	最大波浪载荷/kN	风载/kN	总载荷/kN
端向 0	15	23 018	1 306	24 324
斜向 45	2	25 123	2 407	27 530
侧向 90	29	28 161	2 374	30 535

为充分揭示平台在台风作用下的倒塌机理, 与设计载荷作用下平台失效模式进行对比分析, 选取两种基本工况, 即设计环境工况和甲板上浪工况。鉴于平台上部组块重量大, 结构进入塑性后, 平台将发生大位移形变, 因此, 计算中考虑重量引起的 P-Delta 效应。

### 4 设计载荷下平台极限承载能力

#### 4.1 承载能力

考虑导管架底端固支与桩-土非线性两种边界约束条件, 对平台施加设计环境载荷, 通过对设计载荷逐级放大进行平台静力推覆分析, 得到平台承载能力曲线如图 3 所示。

由图 3 可知, 固支条件下, 平台  $0^\circ$  方向极限承载能力为 113 388.2 kN,  $90^\circ$  方向时为 110 244.6 kN, 略小于  $0^\circ$ , 而  $45^\circ$  方向极限承载能力达到 133 043.7 kN, 远大于其他工况。考虑桩-土相互作用后, 平台 3 种载荷方向下极限承载能力基本相同, 约为 100 000 kN。相对于固支条件, 考虑桩-土非线性相互作用后, 平台极限承载能力有所降低, 而位移则明显增大。总体而言, 6 种工况下平台结构失效模式均表现为延性倒塌, 说明结构具有冗余性; 而比较而言, 固支时, 平台在  $90^\circ$  方

向刚度最大,相反延性最差;非线性弹簧约束时,3 种方向下平台结构的抗倒塌性能基本相同。

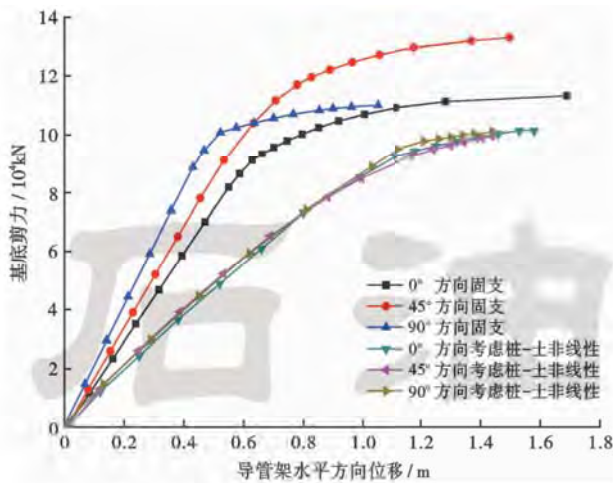


图 3 不同边界条件下平台承载能力曲线

Fig. 3 Bearing capacity curves under different boundary conditions

### 4.2 失效模式

为进一步分析平台承载能力与失效模式的关系,揭示平台倒塌机制,提取 6 种工况下平台结构塑性应变分布如图 4 和图 5 所示。

由图 4 可知,0°与 90°方向时平台失效模式基本相同,均是由于斜撑失效后引起下层桩管过载而导致平台倒塌。对比图 4(a)与 4(c),0°时导管架第二层与第三层之间的 A 面与 B 面斜撑出现塑性铰而失去承载能力,斜撑失效后下层所有构件与桩管共同承担失效构件引起的载荷增加,即载荷得到有效传递与再分布,因而表现为较好的延性性能;相反,90°时导管架顶层斜撑失效后直接导致下层桩管发生弯曲失效,载荷无法有效传递,故而延性较差。由图 4(b)可知,45°方向时导管架第 1 层 1、2、3、4 面斜撑形成塑性铰失效,而剩余各层构件在对角方向均发生塑性变形,说明顶层斜撑失效后,导管架剩余构件有效承担了载荷的重新

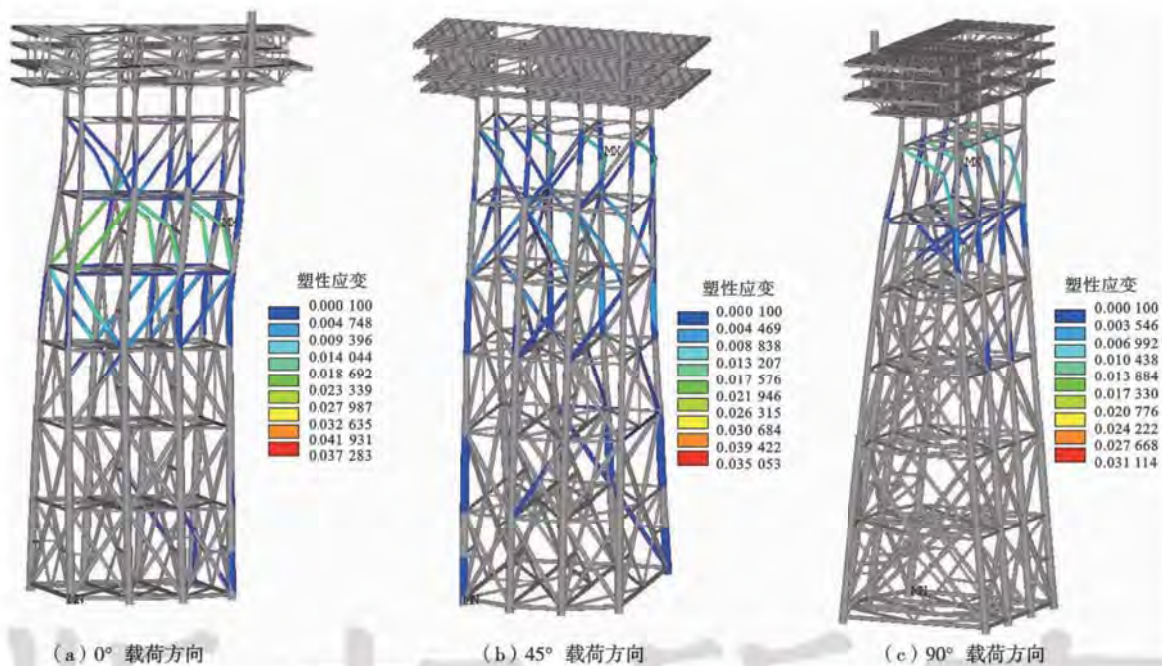


图 4 固支约束下平台不同方向的失效模式

Fig. 4 Failure modes of the platform in different directions by fixed alls DOF

分布,故 45°方向平台具有很强的冗余度,从而使得平台的极限承载能力最大。由此可知,合理的结构设计能够提供有效的载荷传递路径,从而增加平台的延性与冗余性能,提高其抗倒塌能力。

分析图 5 中平台结构塑性应变分布可知,考虑桩-土非线性作用后,平台在 3 种载荷方向下的失效模式基本相同,主要表现在:平台桩腿上部出现双塑性铰(如图中绿色箭头所示);导管架部分塑性铰

主要集中于上部斜撑(如图中蓝色圈所示);载荷施加方向对侧的桩管因承受压弯载荷而形成塑性铰(如图中红色圈所示)。显然,桩基塑性变形使得平台位移增加,降低了平台承载能力,因此,平台设计与安装过程中应确保桩腿具有足够的强度和入泥深度,以避免在偶然灾变条件下因桩基失效为主控失效模式而导致平台结构的整体倾覆。

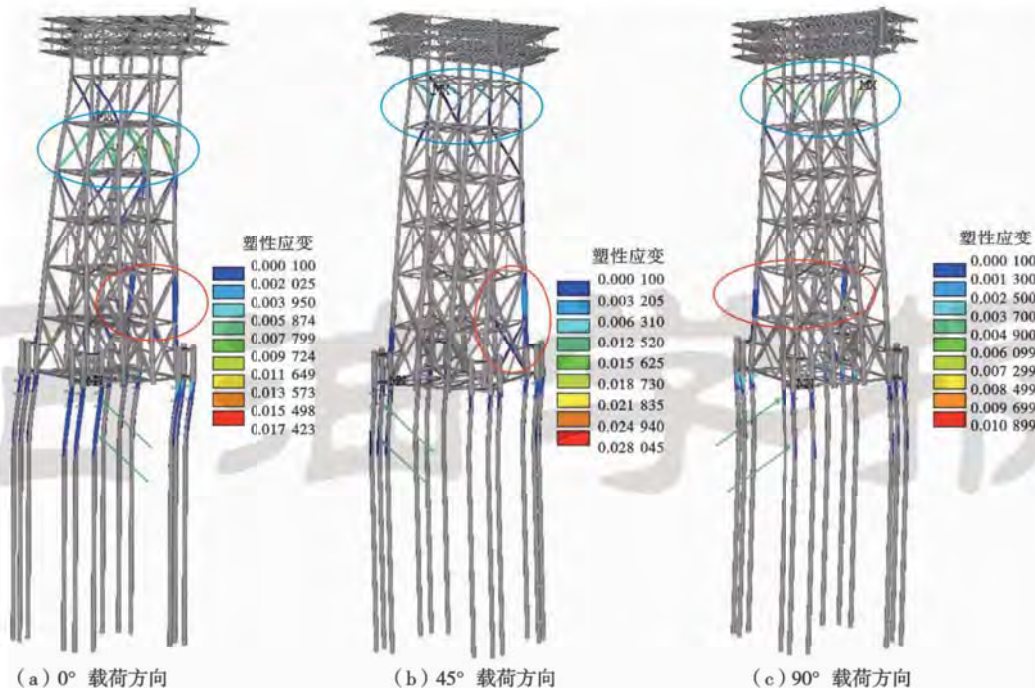


图 5 考虑桩-土非线性后平台不同方向的失效模式

Fig. 5 Failure modes of the platform in different directions considering pile-soil nonlinear constrained

## 5 甲板上浪载荷下平台极限承载能力

### 5.1 上浪载荷计算

取载荷作用方向为 90°(侧向)时进行上浪载荷下平台极限承载能力分析。由文献[10]可知,对于 8 桩

腿导管架结构,侧向时  $\alpha_{chf}$  取 0.8;甲板类型为中型设备时,  $C_d$  取 2.0。根据 Stokes 5th 波浪理论计算得到波面高度  $\eta_{max}$  和水质点速度  $v_x$ ,代入式(1)计算得到不同上浪高度下的甲板上浪载荷(忽略海流流速沿波高方向的变化),见表 2。

表 2 不同工况下甲板上浪载荷数据

Table 2 Wave-in-deck loads of different conditions

工况	水深/m	甲板气隙/m	波面高度 $\eta_{max}$ /m	上浪高度 $z_{wd}$ /m	水平速度 $v_x/(m \cdot s^{-1})$	上浪载荷 $F_{wd}/kN$	$F_{wd}/F_d$
1	111.36	10.14	10.1430	0	7.8958	0	0
2	112.00	9.50	10.1430	0.64	7.8958	4142.447	0.136
3	113.00	8.50	10.1429	1.64	7.8955	10614.450	0.348
4	114.00	7.50	10.1429	2.64	7.8953	17086.050	0.560
5	115.00	6.50	10.1426	3.64	7.8948	23555.910	0.771
6	116.00	5.50	10.1426	4.64	7.8946	30026.230	0.983

由表 2 可知,最大波面高度  $\eta_{max}$  与对应水质点水平速度  $v_x$  受水深变化影响很小,甲板上浪载荷与上浪高度呈线性关系。值得注意的是当上浪高度为 4.64 m 时,上浪载荷大小几乎与设计环境载荷相当,由此不难理解甲板上浪之所以导致平台上部组块严重损坏的原因。

### 5.2 承载能力

对不同上浪高度作用下的平台进行 Pushover 分析,得到其承载能力曲线,如图 6 所示。由图 6 可知平台倒塌模式仍表现为延性倒塌。上浪高度为 0 m 时(波峰达到下甲板的临界状态),平台极限承载能力与

设计条件下相同,随着上浪高度的增加,平台结构位移逐渐增大,而极限承载能力逐渐降低,因此,上浪载荷对平台整体抗力影响较大,设计时应保证甲板高程具有足够的气隙。

由式(6)计算得到平台广义储备强度系数见表 3。由表 3 可知,当上浪高度大于 2.64 m 时,  $G$  小于 1.6,说明结构储备强度不足,有可能发生倒塌破坏;相反,若按照  $R$  对进行评估,则所有工况均大于 1.6,能够满足要求,显然,这将导致不合理的评估结果,因此,当平台设计条件发生改变时,建议采用  $G$  进行平台承载能力评估。

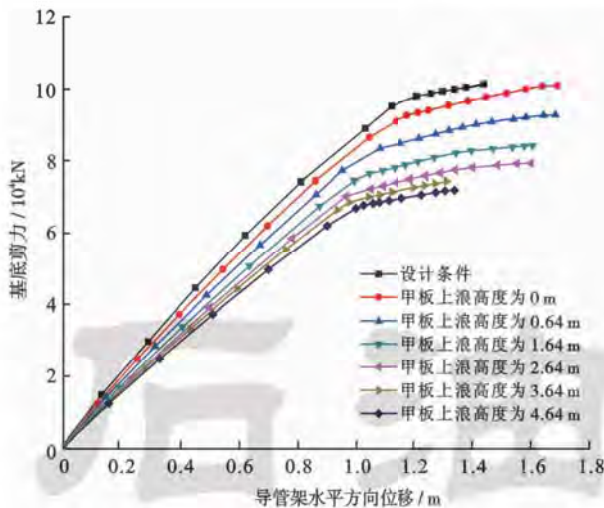


图 6 不同甲板上浪高度下平台承载能力曲线

Fig. 6 Bearing capacity curves under different heights of wave-in-decks

### 5.3 失效模式

提取不同上浪高度下平台结构塑性应变分布如图 7 所示(上浪高度为 0.46 m、1.46 m、2.46 m 时塑性应

表 3 不同甲板上浪高度下平台储备强度系数

Table 3 Strength reserve coefficient of different heights of WID

上浪高度/m	0	0.64	1.64	2.64	3.64	4.64
G	2.03	2.68	2.05	1.67	1.38	1.19
R	3.31	3.04	2.76	2.60	2.44	2.36

变分布与 0 m 时基本相同)。由图 7 可知,当上浪高度小于 3.46 m 时,平台失效模式与设计荷载条件下失效模式相同;上浪高度为 3.46 m 时,导管架 A 面(迎浪面)顶端与上部组块连接单元发生塑性扩展;当上浪高度达到 4.46 m 时,导管架顶层斜撑失效模式发生反向面内弯曲失效,这是由于巨波引起的垂直压力载荷造成的,且导管架顶端与上部组块连接所有单元均出现塑性变形,随着塑性区的不断扩展,平台上部组块必然会发生倾覆倒塌失效,从而造成图 1 观察到的失效模式。此外,后期服役平台飞溅区往往严重腐蚀,成为导管架结构的薄弱环节,平台在台风作用下一旦发生甲板上浪,则很有可能导致上部组块发生侧翻倒塌。

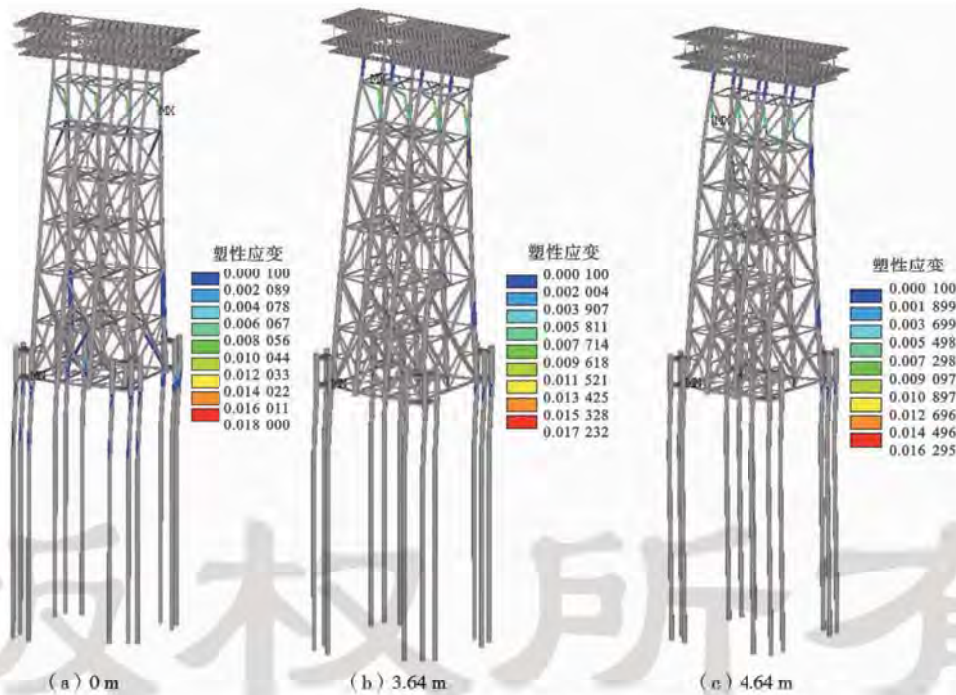


图 7 不同甲板上浪高度下平台结构失效模式

Fig. 7 Failure modes of the platform under different heights of wave-in-deck

## 6 结论

(1) 深水大型导管架平台结构复杂,其失效模式表现为延性倒塌,不同方向的延性性能不同,冗余性越高的方向,载荷传递路径越多,剩余构件越能有效承担失效构件引起的载荷增加,从而使得平台抗倒塌能力

提高。

(2) 固支边界条件下,端向和侧向时平台失效模式与极限承载能力基本相同,斜向时失效模式发生改变,而极限承载能力远高于端向与侧向;弹簧边界约束下,3 种方向的平台结构失效模式相同,极限承载能力亦相同,说明结构倒塌失效模式是决定其极限承载能

力的内在因素。

(3) 考虑桩-土非线性相互作用后, 桩基失效成为平台极限承载能力的主控因素, 平台达到极限状态时, 桩腿上部形成双塑性铰, 导致平台变形增大, 极限承载能力降低。

(4) 甲板上浪载荷导致平台极限承载能力降低, 对平台整体抗力影响较大, 平台设计时应保证甲板气隙具有足够的安全裕量; 上浪达到一定高度时, 导管架与上部组块连接单元发生塑性变形, 当塑性变形扩大形成塑性铰时, 将导致平台上部组块侧翻倒塌, 这与台风后观察到的平台失效模式相一致。因此, 对在役海洋平台(尤其发生严重沉降的平台)进行安全评估时, 有必要考虑甲板上浪载荷的作用。

#### 参 考 文 献

- [1] Puskar F J, Spong R E, Ku A, et al. Assessment of fixed offshore platform performance in Hurricane Ivan[R]. OTC 18325, 2006.
- [2] Puskar F J, Verret S. Assessment of fixed offshore platform performance in Hurricanes Katrina and Rita[R]. MMS Project-578, 2007.
- [3] 陈维杰. 超强台风下固定式平台极限承载能力分析[D]. 东营: 中国石油大学(华东), 2010.  
Chen Weijie. Analysis on ultimate bearing capacity of fixed platforms under super typhoon[D]. Dongying: China University of Petroleum, 2011.
- [4] Petrauskas C, Finnigan T D. Metocean criteria/loads for use in assessment of existing offshore platforms[R]. OTC 7484, 1994.
- [5] Grønbenh J, Sterndorff M J. Hydrodynamic modelling of wave-in-deck forces on offshore platform decks[R]. OTC 13189, 2001.
- [6] Murray J J, Kaplan P, Yu W C. Experimental and analytical studies of wave impact forces on ekofisk platform structures[R]. OTC 7782, 2005.
- [7] Chen H C. Time-domain simulation of nonlinear wave impact loads on fixed offshore platform and decks[J]. International Journal of Offshore and Polar Engineering, 2010, 20(4): 275-283.
- [8] van Raaij K, Gudmestad O T. Wave-in-deck loading on fixed steel jacket decks[J]. Marine Structures, 2007, 20(3): 164-184.
- [9] van Raaij K. Dynamic behaviour of jackets exposed to wave-in-deck forces[D]. Norway: University of Stavanger, 2005.
- [10] American Petroleum Institute. Recommended practice for planning, design and constructing fixed offshore platforms-working stress design[S]. Washington: API Publishing Services, 2002.
- [11] 竺艳蓉. 海洋工程波浪力学[M]. 天津: 天津大学出版社, 1991: 42-45.  
Zhu Yanrong. Offshore engineering wave mechanics[M]. Tianjin: Tianjin University Publishing House, 1991: 42-45.
- [12] 董胜, 石湘. 海洋工程数值计算方法[M]. 青岛: 中国海洋大学出版社, 2007: 237-239.  
Dong Sheng, Shi Xiang. Methods of numerical computation in ocean engineering[M]. Qingdao: China Ocean University Press, 2007: 237-239.
- [13] Chevron Corporation. Ultimate limit strength (ULS) of fixed offshore platforms[R]. Chevron USA Inc., 2007.
- [14] Neves Rodrigues P F, Jacob B P. Collapse analysis of steel jacket structures for offshore oil exploitation[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61(8): 1147-1171.
- [15] Ataei N, Padgett J E. Limit state capacities for global performance assessment of bridges exposed to hurricane surge and wave [J]. Structural Safety, 2013, 41: 73-81.
- [16] Lalani M, Shuttleworth E P. The ultimate limit state of offshore platforms using reserve and residual strength principles[C]. OTC 6309, 1990.
- [17] 陈维杰, 陈国明, 朱本瑞, 等. 强台风下导管架平台风载荷数值仿真分析[J]. 中国海上油气, 2013, 25(3): 73-77.  
Chen Weijie, Chen Guoming, Zhu Benrui, et al. Numerical simulation of wind load on jacket platform under strong typhoon[J]. China Offshore Oil and Gas, 2013, 25(3): 73-77.

(收稿日期 2013-08-16 改回日期 2012-11-18 编辑 宋宁)

版权所有