DOI：10.3724/1000-6915.jrme.2025.0362

考虑海水－海床－结构耦合效应的海底盾构隧道地震响应规律

邓弘毅[1]，刘 超[1*]，崔 杰[1]，刘 海[1]，黄襄云[2]

（1. 广州大学 土木与交通工程学院，广东 广州 510006；2. 广州大学 工程抗震研究中心，广东 广州 510006）

摘要：海底隧道在复杂水文地质条件下的地震动力响应机制是影响其安全运营的关键问题。为揭示结构－土体相互作用（SSI）、埋深比以及静动水压力对海底隧道衬砌地震响应规律的联合影响机制，以汕头海湾隧道为背景，采用 Davidnenkov 本构模型描述海洋土体的非线性动力特性，并通过在有限元模型中耦合声学结构法，实现海水－海床体系的流－固耦合效应。研究结果表明：在 0.2 *g* 地震动作用下，当水深达 50 m 时，考虑 SSI 效应的隧道峰值直径变形率较忽略 SSI 时高出 23.74%；随着水深增加，同时考虑静、动水压力作用时的直径变形率较仅考虑静水压力时提高 6%～42%，表明大水深条件下忽略动水压力将显著低估衬砌变形。此外，当隧道埋深比为 1.5 时，动水压力对隧道结构的附加影响仅为 9%～14%，远低于埋深比为 0.9 时的 22%～66%。海床表面动水压力因隧道的存在呈“双峰一谷”的非均匀分布特征。

关键词：隧道工程；海底隧道；耦合声学结构法；地震动力响应；水－地层－结构相互作用

中图分类号：U 45 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－6915(2026)01－0204－12

第 一 作 者 ：邓弘毅（1999－），现为硕士研究生，主要从事海底盾构隧道抗震方面的研究工作。E-mail：hongyi_deng@e.gzhu.edu.cn

***通信作者：**刘 超（1986－），现任副教授，主要从事隧道工程防灾减灾方面的研究工作。E-mail：chaoliu@gzhu.edu.cn

Seismic response characteristics of subsea shield tunnels considering seawater-stratum-structure coupling

DENG Hongyi[1], LIU Chao[1*], CUI Jie[1], LIU Hai[1], HUANG Xiangyun[2]

(1. *School of Civil Engineering and Transportation*, *Guangzhou University*, *Guangzhou*, *Guangdong* 510006, *China*;
2. *Earthquake Engineering Research and Test Center*, *Guangzhou University*, *Guangzhou*, *Guangdong* 510006, *China*)

Abstract: The seismic dynamic response of subsea tunnels in complex hydrogeological environments is crucial for ensuring their safe operation. This study investigates the combined effects of soil-structure interaction (SSI), cover-to-diameter ratio (*C*/*D*), and hydrostatic-hydrodynamic pressures on tunnel lining responses, using the Shantou Bay Tunnel as a case study. The Davidenkov constitutive model is employed to characterize the nonlinear dynamic behavior of marine soils, while the coupled acoustic-structure method is integrated into the finite element model to capture the interaction between seawater, seabed, and structure. Results indicate that, under 0.2 *g* seismic excitation at a water depth of 50 m, the peak tunnel diameter deformation ratio with SSI is 23.74% greater than that without SSI. As the depth increases, the combined hydrostatic and hydrodynamic pressures amplify the deformation ratio by

收稿日期：2025－05－29；**修回日期：**2025－09－23

基金项目：国家自然科学基金资助项目（52020105002，52178385），广东省自然科学基金卓越青年团队项目（2024B1515040017）

Supported by the National Natural Science Foundation of China (Grant Nos. 52020105002 and 52178385) and Natural Science Foundation of Guangdong Province (Grant No. 2024B1515040017)

6% to 42% compared to hydrostatic pressure alone, suggesting that neglecting hydrodynamic effects at significant depths would substantially underestimate structural deformation. Furthermore, when the tunnel *C*/*D* is 1.5, the additional impact of hydrodynamic pressure is only 9% to 14%, which is considerably lower than the 22% to 66% observed for a *C*/*D* of 0.9. Additionally, the hydrodynamic pressure on the seabed exhibits a non-uniform “double-peak and single-trough” distribution due to the presence of the tunnel.

Key words: tunnelling engineering; subsea tunnel; coupled acoustic-structure method; seismic response characteristics; water-stratum-structure interaction

First author: DENG Hongyi (1999－), postgraduate student, is engaged in research on the seismic resistance of subsea shield tunnels. E-mail: hongyi_deng@e.gzhu.edu.cn

***Corresponding author:** LIU Chao (1986－), associate professor, is engaged in research on the disaster prevention and mitigation in tunnel engineering. E-mail: chaoliu@gzhu.edu.cn

1　引　言

随着我国在海洋开发与综合交通体系建设方面的持续投入，海底隧道建设取得了显著成就。截至目前，我国建成或拟建的海底隧道已达 30 多条[1]，包括著名的港珠澳大桥、深中通道、胶州湾第二海底隧道等重大工程。海底隧道以其交通便利、保护生态、全天候通行的优点，克服了以往跨海大桥受气候影响大、阻碍船舶通行等缺点，使得海底隧道在交通运输领域发展迅速。然而，海底隧道也面临诸多挑战，包括施工难度高、技术要求严苛和造价高昂等问题[2]。此外，海底隧道往往建于地震活动频繁的沿海地区，且海洋地质条件复杂，如软土层、风化深槽、断层破碎带等不利因素[3]，导致其面临严峻的安全挑战。因此，海底隧道的抗震性能和灾害防治在跨海工程中具有至关重要的意义。

常见的隧道地震损伤类型有隧道衬砌掉块、开裂、错台破坏、衬砌钢筋网剥落、剪切破坏、衬砌接缝处渗漏水等[4-5]。然而，与传统的陆域隧道[6]相比，海底隧道的抗震研究不仅要考虑地震带来的损伤，还要考虑海浪和海流对地震波的放大效应[7-8]、大水深和高水头对隧道结构的影响[9-10]，以及海洋土体的非线性特征[11]。海底隧道在地震作用下的动力响应机制也更加复杂。当水深较浅时，海水波动对隧道衬砌的内力有放大作用；随着海水深度的增加，波浪对海底隧道的放大效应逐渐减小[8]。而波高的增加会加深海床液化效应，同时波浪的周期性荷载会抑制海底隧道的地震响应[12]。现有针对海底盾构隧道地震响应的研究中，上覆海水层往往只作为静水压力处理，未考虑水体对地震波反射和吸收的影响[13]。面对复杂的海洋地质环境，海底隧道抗震设计更需要综合考虑海水－海床－隧道结构的相互作用，以保障海底隧道的通行安全、结构稳定性、防护能力和可恢复性。

本研究以汕头海湾隧道为工程背景，建立三维有限元数值模型，采用耦合声学结构法模拟海水－海床－隧道体系在地震作用下的流－固耦合动力响应。利用 Davidenkov 非线性本构模型，表征海洋软土的非线性和滞回特性。通过设计多工况对比分析，系统考察结构－土体相互作用(SSI 效应)、埋深比及静/动水压力耦合作用对隧道地震响应的影响机制，重点揭示不同海水深度条件下隧道结构在三向地震作用中动力响应规律的影响。

2　有限元模型

2.1　海水－海床－结构耦合模型

本研究以汕头海湾隧道为工程背景，根据隧道的几何参数和埋深，建立考虑海水－海床－结构的海底隧道模型。模型尺寸为 200 m×200 m×100 m，隧道管环外径为 14.5 m，内径为 13.3 m，埋深设置为 13 m，衬砌厚度为 0.6 m。隧道衬砌采用修正惯用法模拟，横向刚度折减系数取 0.85。根据对国内现有水下隧道[1]水深的统计，本模型考虑不同水深对隧道动力响应的影响，海水深度 d_w 分别设为 10，20，30，50 m。模型工况分为 4 种：(1) 考虑静水压力和动水压力，不考虑 SSI 效应；(2) 考虑静水压力和动水压力，并考虑 SSI 效应；(3) 仅考虑静水压力和 SSI 效应；(4) 在工况二的模型设置基础上，将海底隧道的埋深比变为 1.5。模拟工况详情如表 1 和图 1 所示。

表 1　海底隧道有限元模型模拟工况

Table 1　Finite element modeling conditions of subsea tunnels

荷载工况类型(condition)	静水压力(hydrostatic pressure)	动水压力(hydrodynamic pressure)	SSI 效应(soil-structure interaction effect)	埋深比(cover-to-diameter ratio)	海水深度(seawater depth)/m
工况一	√	√		0.9	10，20，30，50
工况二	√	√	√	0.9	
工况三	√		√	0.9	
工况四	√	√	√	1.5	

注：“√”表示此工况考虑该荷载作用。

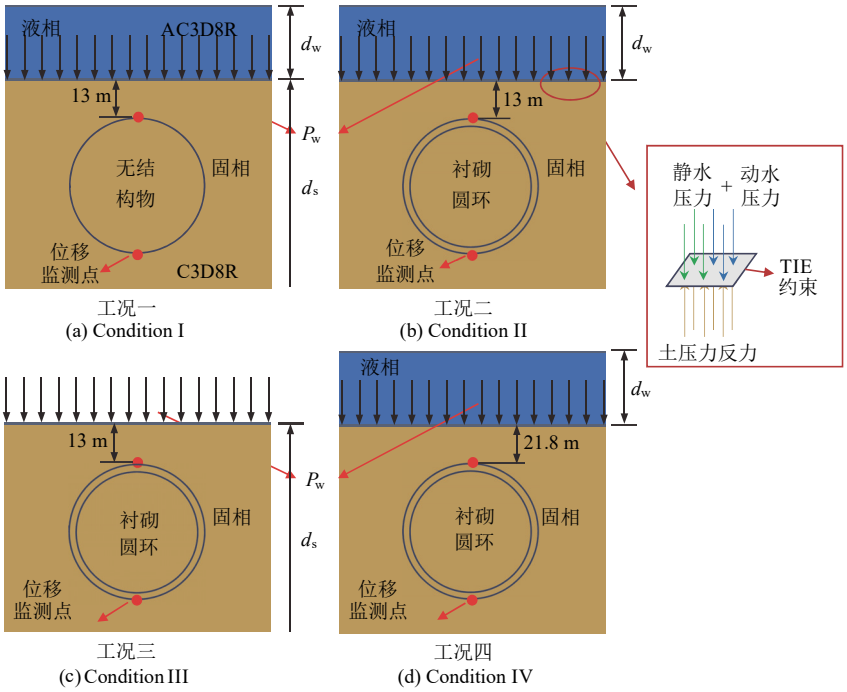


图 1　海底隧道有限元模型各工况示意图

Fig.1　Schematic diagram of each modeling condition in the finite element model of subsea tunnels

土体和结构采用 C3D8R 单元(八节点实体单元，减缩积分)模拟，海水采用 AC3D8R 单元(八节点声学单元，减缩积分)模拟。为避免波传播过程中由于单元尺寸导致的波形显著失真，对于动力问题，单元尺寸应遵循 $\Delta x \leqslant v_s/(8f_{\max})$，其中，$v_s$ 和 $f_{\max}$ 分别为土体的剪切波速和地震波的最大截止频率，本研究设置为 10 Hz[14]。在土体－结构动力相互作用分析中，主要研究目的是地下结构的动力响应。因此，本模型整体采用非均匀网格技术，对隧道及周围土体的网格尺寸进行了局部加密(1 m)，以保证获得更准确结果的同时提高计算效率，其余土体的水平和垂直网格尺寸分别设置为 1～4.8 和 1～3.5 m。

2.2　材料本构模型与参数

(1) 上覆海水

为了研究海水对隧道衬砌地震响应的影响规律，本研究采用耦合声学结构法 CAS(coupled acoustic-structure)对海水进行模拟，以考虑海水－海床－结构的流－固耦合效应。该方法通过 ABAQUS 中的声学单元实现，由于声学单元只考虑压力自由度，因而简化了有限元计算的复杂度，显著提高了计算效率[15]。本文计算模型假设流体为无黏性、线性和可压缩材料，未考虑流体的流动性、黏性效应和海水波动。由亥姆霍兹方程描述的动水压力 p_w 为

$$\frac{1}{c^2}\frac{\partial^2 p_w}{\partial t^2}-\nabla^2 p_w=0 \tag{1}$$

式中：c 为流体声速，定义为 $c=\sqrt{K/\rho_w}$，其中，K 为流体体积模量，ρ_w 为流体密度。本文中，k = 2.067 GPa，ρ_w = 1 000 kg/m^3。C. Liu 等[16]对耦合声

学结构法的可靠性进行了验证。

由于 ABAQUS 中声学单元不能施加重力，静水压力通过在海床表面施加相应海水深度的表面压力实现。模型通过绑定约束(TIE)将上覆海水与海床进行耦合，模拟两部分交界面的“黏附”行为，从而限制二者的相对位移，进而模拟地震作用下海水的动水压力变化。海水域侧边界采用无反射边界，模拟地震波向无穷远处传播的特性。模型顶面视为静水面，阻抗条件设置为 0。

(2) 土体

为了准确描述土体的非线性动力特性，采用考虑不规则加卸载的扩展 Masing 准则及 Davidenkov 骨架曲线的土体非线性本构模型模拟场地的地震效应[11]。基于该本构模型，B. O. Hardin 和 V. P. Drnevich[17]最早考虑了动剪切模量比，P. P. Martin 和 H. B. Seed[18]使用 Davidenkov 骨架曲线，对本构模型进行了进一步修正。该本构方程表示为

$$\tau = G\gamma = G_{\max}\gamma[1 - H(\gamma)] \tag{2}$$

其中，

$$H(\gamma) = \left\{\frac{(\gamma/\gamma_0)^{2B}}{1+(\gamma/\gamma_0)^{2B}}\right\}^{A} \tag{3}$$

式中：τ 和 γ 分别为剪应力和剪应变；$G_{\max}$ 为初始(小应变)剪切模量；A，B 均为拟合共振柱试验数据的量纲一的常数；γ_0 为参考剪应变。

为了控制滞回曲线的发展方向，赵丁凤等[19]基于 R. M. Pyke[20]提出的假设，结合扩展 Masing 准则，对本构曲线进行了修正。修正的应力－应变关系如图 2 所示，其本构方程为

$$\tau - \tau_c = G_{\max}(\gamma - \gamma_c)\left[1 - H\left(\frac{|\gamma - \gamma_c|}{2n_c}\right)\right] \tag{4}$$

式中：τ_c 和 γ_c 分别为当前应变反转点的剪应力和剪应变，n_c 为控制滞回环大小的缩放因子。土体采用 Davidenkov 本构模型，本构参数参考 C. Liu 等[16]的设置。粉质黏土的本构参数如表 2 所示。

(3) 混凝土

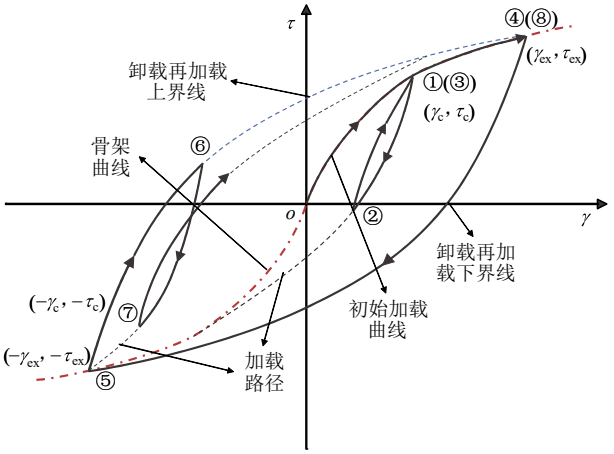


图 2　Davidenkov 模型的不规则加卸载应力－应变曲线

Fig.2　Irregular loading and unloading stress-strain curves for the Davidenkov backbone model

表 2　粉质黏土材料参数

Table 2　Material parameters for silty clay

密度(density) ρ/(kg • m^{-3})	初始剪切模量 (initial shear modulus) $G_{\max}$ / MPa	泊松比 ν (Poisson's ratio)	A	B	γ_0
2020	10.32	0.25	1.12	0.41	9

混凝土损伤模型(concrete damaged plasticity，CDP)能够描述混凝土动态加载条件下的非线性损伤行为，对于混凝土构件的抗震性能分析至关重要[21]。CDP 模型通过引入塑性应变和损伤因子来描述混凝土在拉伸和压缩状态下的破坏特性与刚度退化现象。本研究中，隧道衬砌的混凝土强度等级为 C60，采用 CDP 本构进行模拟，详细参数如表 3 所示。

2.3　边界条件与接触设置

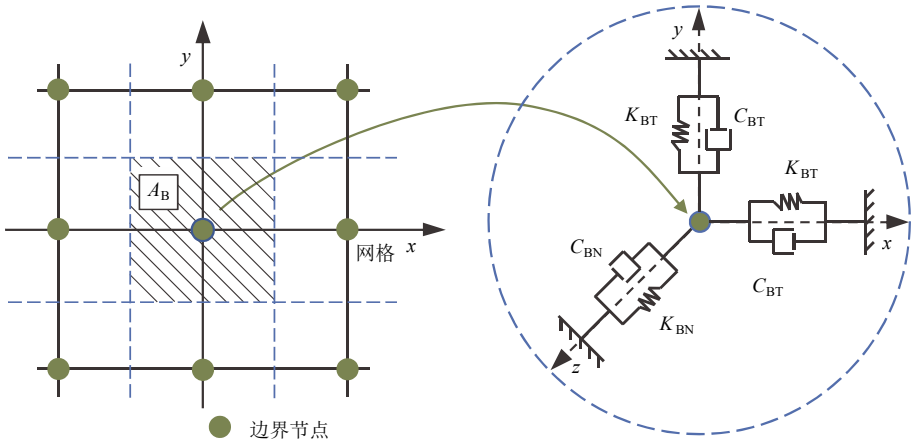
海水的底边界通过绑定约束连接到土体，以限制海水与土体之间的相对位移。海水的侧边界为无反射边界，顶部边界设置阻抗条件为 0。为了在波散射过程中消除反射和模拟波的传播效果，土体模型的侧边界和底边界设置为集中性人工黏弹性边界[22]。通过在边界上建立一系列适用于三维问题的弹簧－阻尼器系统(见图 3(a))，以反映波传播至无限远的特性。三维人工边界的弹簧刚度参数和黏性阻尼系数描述如下[23]：

表 3　混凝土损伤模型材料参数

Table 3　Material parameters of CDP model

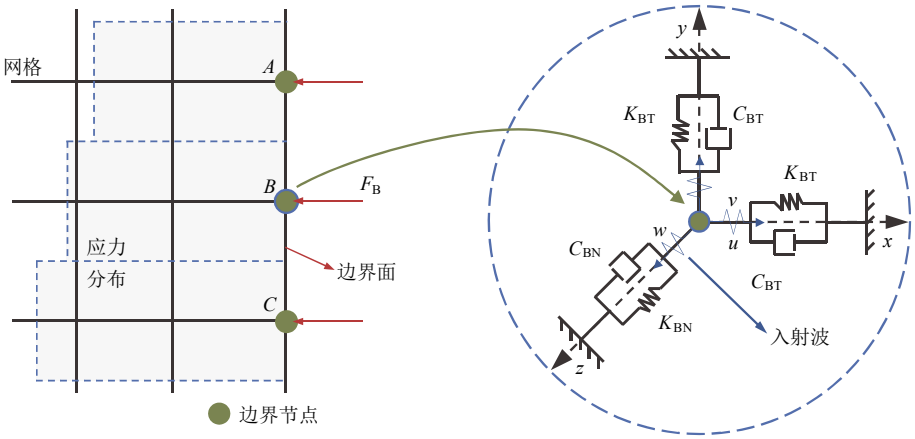
弹性模量(Young's modulus) E_c / GPa	泊松比 (Poisson's ratio) ν	抗压强度(compressive strength) σ_{cu} / MPa	抗拉强度(tensile strength) σ_{tu} / MPa	膨胀角(dilation angle) φ/(°)	偏心率 (eccentricity ratio) e	f_{b0}/f_{c0}	K	黏性系数 (stability coefficient) c
36.5	0.2	47.57	3.87	38	0.1	1.16	0.667	0.005

注：f_{b0}/f_{c0} 为双轴与单轴极限抗压强度比值；K 为拉伸子午面与压缩子午面上第二应力不变量的比值。



(a) 人工黏弹性边界

(a) Artificial viscoelastic boundary



(b) 等效地震荷载输入

(b) Seismic motion input method

图 3　海底隧道模型边界条件设置示意图

Fig.3　Schematic diagram of boundary conditions in the subsea tunnel model

(1) 法向弹簧参数(K_{BN})和阻尼系数(C_{BN})：

$$K_{BN}=\alpha_N G/R,\quad C_{BN}=\rho C_P \tag{5}$$

(2) 切向弹簧参数(K_{BT})和阻尼系数(C_{BT})：

$$K_{BT}=\alpha_T G/R,\quad C_{BT}=\rho C_S \tag{6}$$

式中：ρ和G分别为介质的密度和剪切模量；R为从波源到人工边界点的距离；C_P和C_S分别为介质的压缩波(P 波)速度和剪切波(S 波)速度；α_N和α_T为黏弹性边界修正系数，分别设置为 1.33 和 0.67。

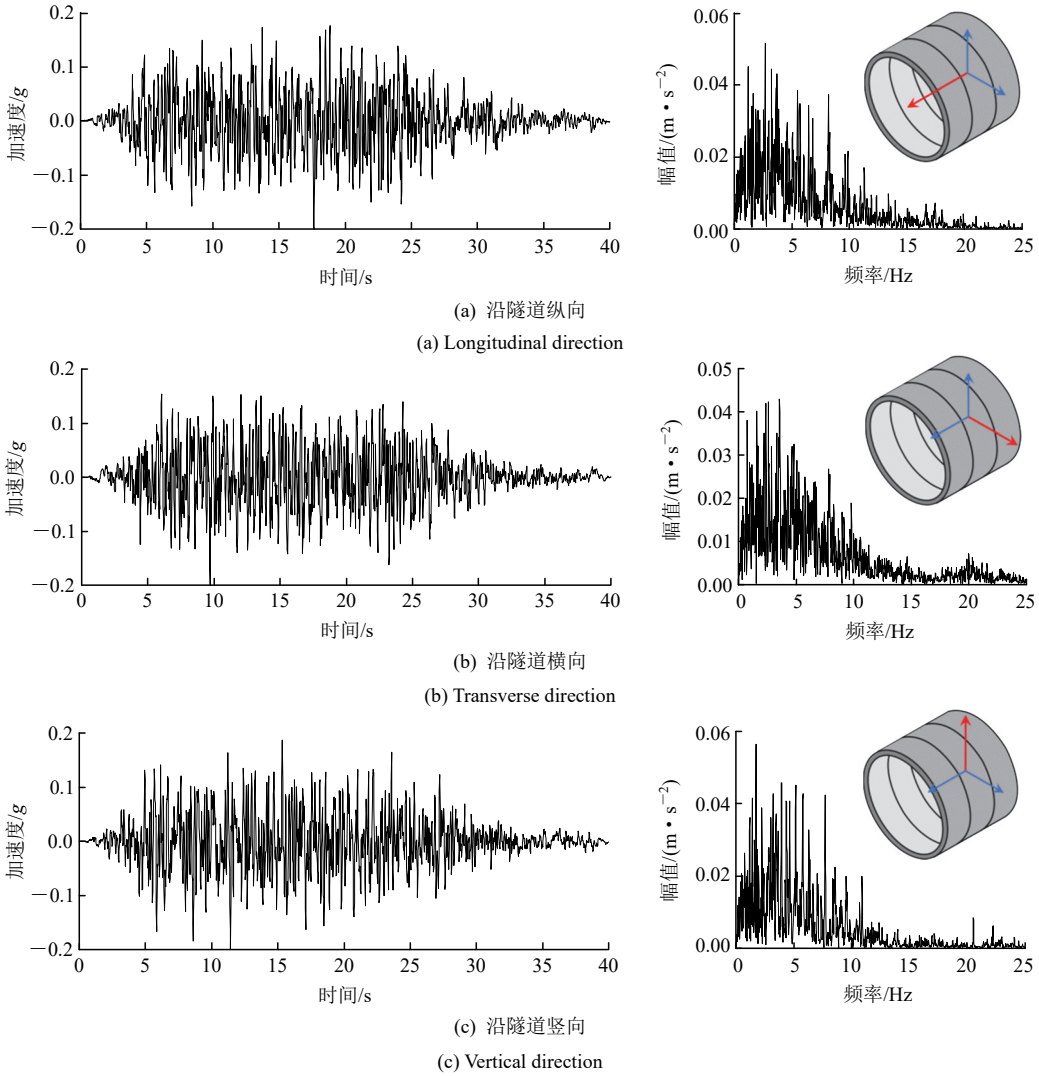
本研究通过将波动问题转化为波源问题来实现地震动输入，将地震波转换为作用在边界点的等效荷载(见图 3(b))，以集中节点力的形式施加。任意边界点 B 处的节点力矢量[23]表示为

$$\boldsymbol{F}_B=(\boldsymbol{\sigma}_B^{ff}\boldsymbol{n}+C_B\dot{\boldsymbol{u}}_B^{ff}+K_B\boldsymbol{u}_B^{ff})A_B \tag{7}$$

式中：A_B为边界节点 B 的控制面积；$\boldsymbol{n}$为边界处的外法线余弦向量；K_B和C_B分别为黏弹性边界上的弹簧刚度系数和阻尼系数；$\boldsymbol{\sigma}_B^{ff}$为自由场应力张量；$\boldsymbol{u}_B^{ff}=[u,\ v,\ w]^T$和$\dot{\boldsymbol{u}}_B^{ff}=[\dot{u},\ \dot{v},\ \dot{w}]^T$分别为入射波的位移向量和速度向量。

模型的地震动力分析分为地应力平衡阶段和动力分析阶段。对于地应力平衡阶段，主要通过施加重力和地应力预定义场，以真实还原土体自然固结沉降后的初始应力状态。由于该阶段隧道与土体之间的滑移相对较小，采用 TIE 约束将隧道与土体之间的节点连接，以提高静力阶段的计算效率。对于地震动力阶段，需要模拟隧道衬砌与土体之间的压缩、分离、摩擦等相互作用，模型采用面－面接触，法向设置为硬接触，切向采用罚函数定义摩擦，摩擦因数为 0.3。

由于工程选址缺乏地震记录，本文输入地震激励选取了 C. Liu 等[16]中振动台试验使用的合成地震波。根据《工程场地地震安全性评价报告》，该场地位于设防烈度为VIII度的地区，设防地震加速度峰值为 0.2 g，时程点时间间隔为 0.02 s，时程点总数为 2 048，计算时间设置为 42 s。x，y 和 z 方向的地震加速度时程数据和傅里叶谱如图 4 所示。



(a) 沿隧道纵向

(a) Longitudinal direction

(b) 沿隧道横向

(b) Transverse direction

(c) 沿隧道竖向

(c) Vertical direction

图 4　x，y 和 z 三方向地震加速度时程曲线与傅里叶谱

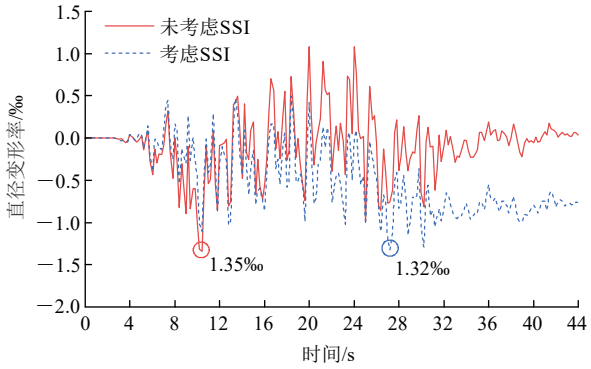
Fig.4　Acceleration time history curves in the x, y and z directions and corresponding Fourier spectrums

3　海底隧道变形分析

3.1　土体－结构相互作用效应的影响

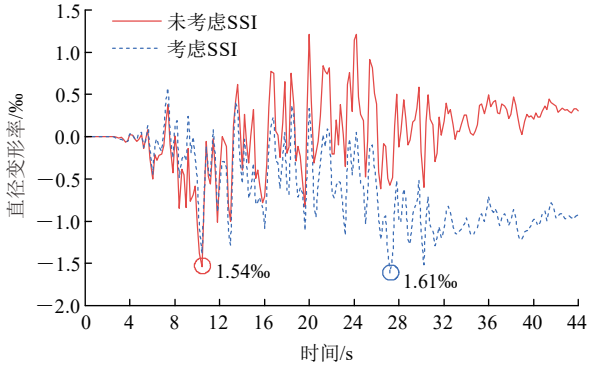
直径变形率是评价圆形或类圆形断面隧道结构抗震变形性能的重要指标，可以评估隧道结构变形情况及预测损伤程度，并为制定抗震措施提供依据。将直径变形率控制在设计限值内可确保隧道在地震作用下既满足正常使用功能，又能避免防水接缝失效或局部破坏，从而提高整体抗震性能和结构安全性。图 5 为 0.2 g 地震作用下不同水深下 SSI 效应对模型直径变形率的影响。从图中可以看出，直径变形率的波动幅度在浅水深(10 m)下相对较小，“考虑 SSI”与“未考虑 SSI”两条时程曲线的趋势错开，后者低估了衬砌结构的残余变形。在中等水深(20 和 30 m)条件下，随着水深的增加，直径变形率的差异逐渐增大。未考虑 SSI 效应时，衬砌在该地震作用下的直径变形率为正值，表现为竖向“鸭蛋形”变形；而在考虑 SSI 效应的情况下，直径变形率为负值，表现为横向“鸭蛋形”变形。在深水工况(50 m)下，无论是否考虑 SSI 效应，最大直径变形率均随水深增加，但两者之间的差异更加显著。图 6 为不同水深下，工况二隧道达到最大直径变形率时刻的变形云图。从图中也可以看出，随着水深增加，隧道从类圆形向横向“鸭蛋形”发展的趋势，若在深水条件下忽略 SSI 效应，将严重低估衬砌结构的实际变形程度。

为进一步评估不同水深工况下 2 种计算方式(“考虑 SSI”与“未考虑 SSI”)对隧道直径变形率(diameter deformation ratio，DDR)的影响，本研究中提取了各时程曲线的最大直径变形率(maximum diameter deformation ratio，$Max.DDR$)进行对比，结果如表 4 所示。相对差异 Δ(%) 定义为



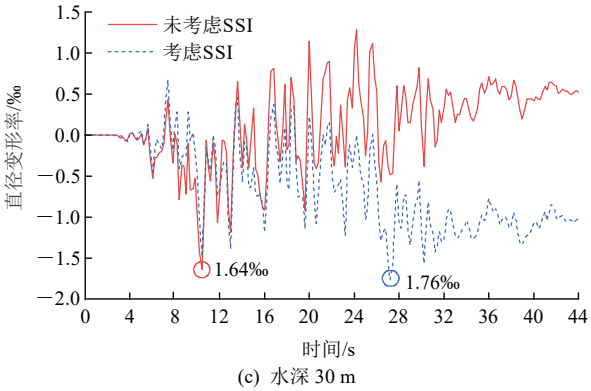
(a) 水深 10 m

(a) Water depth 10 m



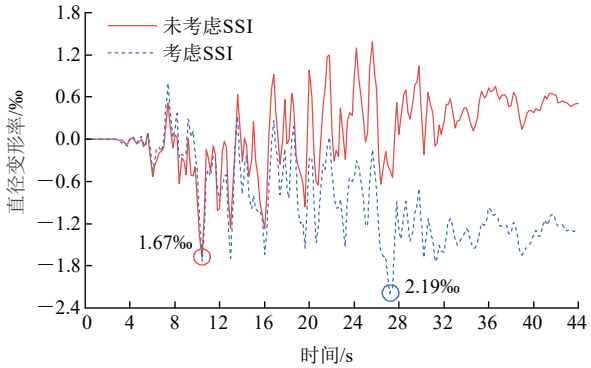
(b) 水深 20 m

(b) Water depth 20 m



(c) 水深 30 m

(c) Water depth 30 m



(d) 水深 50 m

(d) Water depth 50 m

图 5　不同水深下 SSI 效应对模型直径变形率的影响

Fig.5　Influence of SSI effect on model diameter deformation rate under different water depths

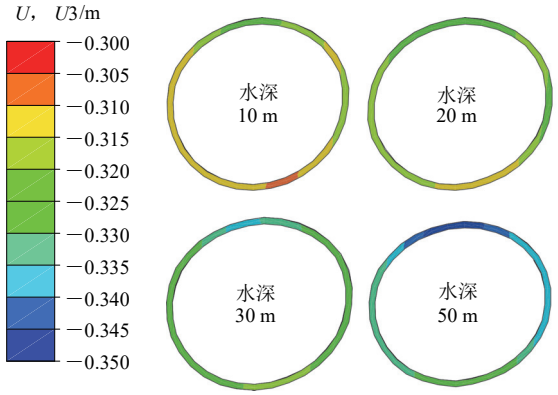


图 6　不同水深下工况二隧道变形云图(放大系数 30)

Fig.6　Deformation contour of the tunnel at different water depths of Case II (scale factor 30)

表 4　不同水深下 SSI 效应对隧道最大直径变形率的影响

Table 4　Influence of SSI effect on the maximum diameter deformation rate at different water depths

水深(water depth)/m	$Max\ DDR_{noSSI}$ / ‰	$Max\ DDR_{SSI}$ / ‰	差异率(difference ratio)/%
10	1.35	1.32	+2.27
20	1.54	1.61	−4.35
30	1.64	1.76	−6.82
50	1.67	2.19	−23.74

注：$Max\ DDR_{noSSI}$ 为未考虑 SSI 的隧道最大直径变形率，$Max\ DDR_{SSI}$ 为考虑 SSI 的隧道最大直径变形率。

$$\Delta(\%)=\frac{Max\ DDR_{noSSI}-Max\ DDR_{SSI}}{Max\ DDR_{SSI}}\times 100\% \tag{8}$$

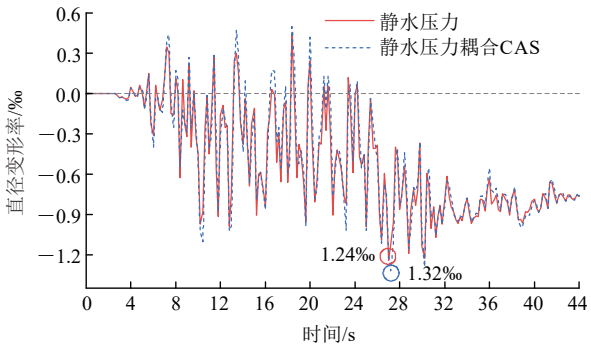
Δ>0 表示“未考虑 SSI”计算结果较“考虑 SSI”更大，即未考虑 SSI 将高估衬砌结构的实际变形；Δ<0 则表示未考虑 SSI 将低估衬砌结构的实际变形。

在浅水工况下，“未考虑 SSI”的最大直径变形率比“考虑 SSI”高出 2.27%，分析其原因主要是，较浅水深下，土体对隧道的约束相对有限，且该模型的埋深不足 1D，隧道水头相对较小。在更深的水深工况下，两者最大直径变形率差异随水深增大而增大，反映了隧道的存在会导致这一部分土体惯性的缺失，同时衬砌自身刚度又无法很好地替代土体的整体作用，且该范围下的水－土压力开始对隧道产生更显著的约束和附加质量效应，使得该工况下的 SSI 效应更为显著。因此，针对该类工况，需在结构选型和材料强度上留有足够的安全余量。

3.2　静、动水压力对隧道结构的影响

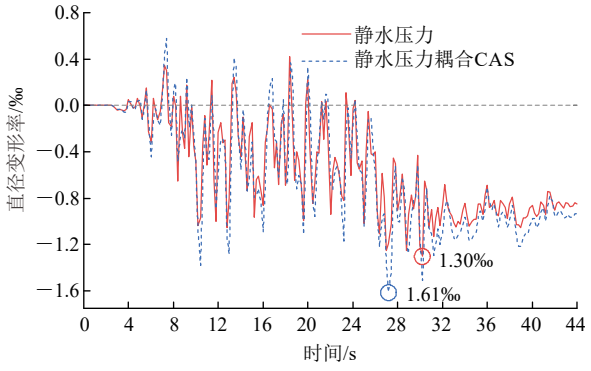
图 7 展示了不同水深条件、0.2 g 地震作用下动

水压力对模型直径变形率的影响。在浅水工况下，可见 2 条直径变形率随时间变化的曲线整体波动幅度较小，且二者差异有限，表明在水深较浅时，动水压力(即地震作用引起的附加水压力)对衬砌变形的放大效应较弱，隧道变形主要受土体与静水压力共同控制。随着水深增大至中等及深水工况，2 条曲线的波动幅度明显增强；相比“仅考虑静水压力”工况，“静水压力耦合 CAS(coupled acoustic-structure)”工况曲线的峰值通常更高，二者差异也随水深加大而更加显著，说明在该阶段动水压力对隧道衬砌的动力响应影响不断增强。分析其原因：在地震波传播时隧道不同位置会产生瞬时位移差，即地震波到达隧道顶部和底部的时刻不同步，而动水压力则



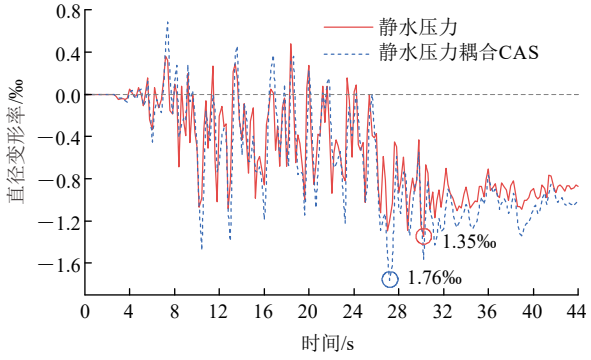
(a) 水深 10 m

(a) Water depth 10 m



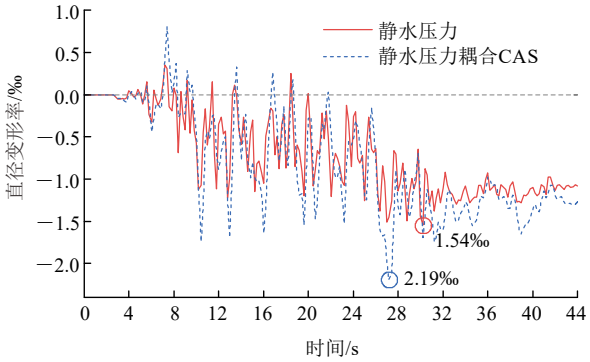
(b) 水深 20 m

(b) Water depth 20 m



(c) 水深 30 m

(c) Water depth 30 m



(d) 水深 50 m

(d) Water depth 50 m

图 7　不同水深下 CAS 对隧道直径变形率的影响

Fig.7　Influence of CAS on the model diameter deformation rate under different water depths

加剧了这种影响，进而导致隧道的直径变形率增大。图 8 为不同水深下工况三隧道达到最大直径变形率时刻的变形云图。相比工况二，工况三隧道仅考虑静水压力，其直径变形率随水深增加的变形趋势与工况二相似，但整体椭圆化变形程度较低。从上述分析可以得出，若海底隧道地震分析忽略动水压力的影响，可能会低估其在地震作用下的实际变形程度。

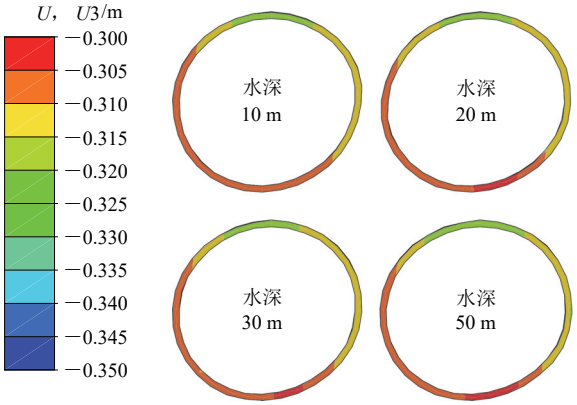


图 8　不同水深下工况三隧道变形云图(放大系数 30)

Fig.8　Deformation contour of the tunnel at different water depths- case III (scale factor 30)

为衡量 2 种计算方法下最大直径变形率的差异，参考相对差异Δ的定义，本研究对比了同时考虑静水压力和动水压力与仅考虑静水压力下的最大直径变形率的差异率，如表 5 所示。$\Delta>0$ 表示考虑动水压力后隧道的变形有所放大；$\Delta<0$ 则表示动水压力对隧道变形的贡献在该水深并不显著。可以看出，水深较浅时，动水压力对隧道直径变形率的附加影

表 5　不同水深下 CAS 对最大直径变形率的影响

Table 5　The influence of CAS on the maximum diameter deformation ratio at different water depths

水深(water depth)/m	$Max\ DDR_{static}$ / ‰	$Max\ DDR_{S+CAS}$ / ‰	差异率(difference ratio)/%
10	1.24	1.32	6.45
20	1.30	1.61	23.85
30	1.35	1.76	30.37
50	1.54	2.19	42.21

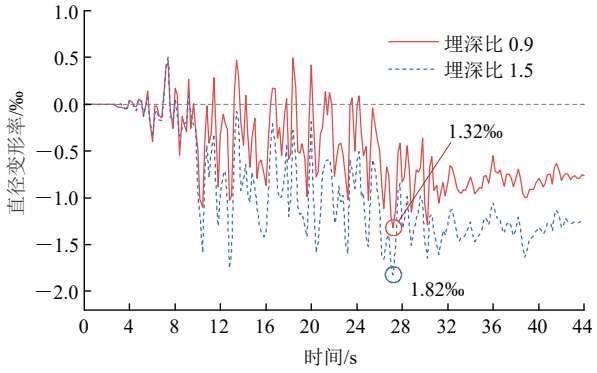
注：$Max\ DDR_{static}$ 为仅考虑静水压力的隧道最大直径变形率，$Max\ DDR_{S+CAS}$ 为考虑静水压力耦合 CAS 的隧道最大直径变形率。

响相对有限，仅为 6.45%。但水深增大后，动水压力的放大作用显著增强，差异率由 20 m 时的 23.85% 提升至 50 m 时的 42.21%，反映了动水压力随水深增大而显著增加。较大水深时，若仅考虑静水压力，会明显低估高水深环境下衬砌结构的地震动力响应，因此抗震设计中需确保在高水压与地震作用叠加下衬砌结构仍具有足够的安全储备。

3.3　隧道埋深对海底隧道结构的影响

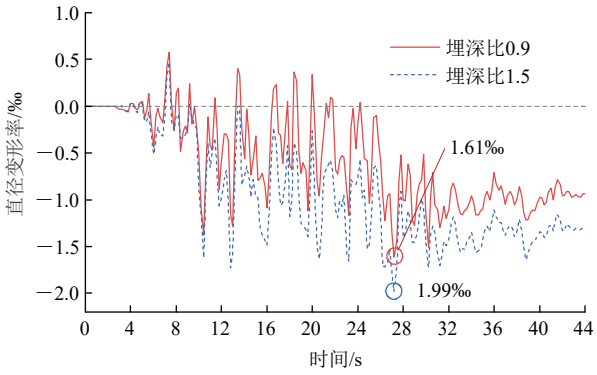
图 9 展示了不同水深下，隧道的原始埋深比和 1.5 倍埋深比对海底隧道直径变形率的影响。原始埋深比和 1.5 倍埋深比的隧道分别简称为浅埋隧道和深埋隧道。可以看出，在水深 30 m 以内，深埋隧道直径变形率峰值均比浅埋隧道高；而在水深 50 m 条件下，浅埋隧道的直径变形率相对深埋隧道更高。观察不同水深下直径变形率的变化趋势可以看出，整体趋势是随水深增加，曲线不断接近；在水深达到 50 m 时峰值出现反转现象，且地震作用后隧道最后时刻的残余变形也逐步接近。分析其原因，主要是埋深较大的隧道受动水压力的影响较浅埋隧道小。在较浅水深下，隧道受动水压力的影响较小；而埋深较大的隧道相比埋深浅的隧道处于更高的围压和水压条件下，地震作用下其峰值直径变形率更大。但随水深增加，浅埋隧道受动水压力的影响相比深埋隧道的更大，表现为峰值变形逐渐增大并出现反超的现象。图 10 为不同水深下工况四隧道达到最大直径变形率时刻的变形云图。不同于浅埋隧道逐渐趋于横向“鸭蛋形”变形，深埋隧道随水深增加从类圆形向椭圆状发展，趋近于“马蹄形”的特征。

为衡量动水压力对 2 种埋深下隧道最大直径变形率的影响，参考相对差异Δ的定义，以各埋深下水深 10 m 为基准，对比不同水深下动水压力对最大



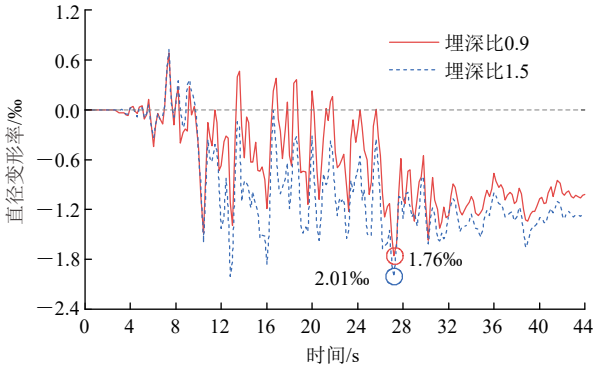
(a) 水深 10 m

(a) Water depth 10 m



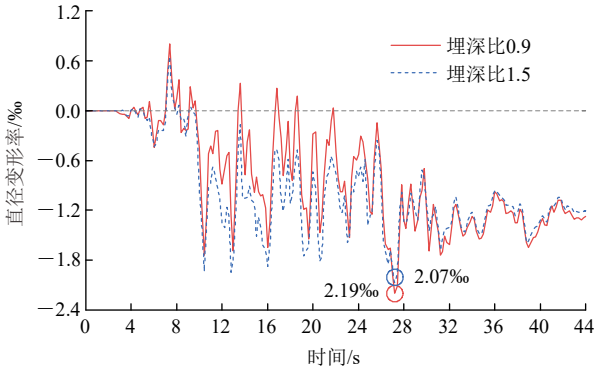
(b) 水深 20 m

(b) Water depth 20 m



(c) 水深 30 m

(c) Water depth 30 m



(d) 水深 50 m

(d) Water depth 50 m

图 9　不同水深以及埋深比下海底隧道的直径变形率时程曲线

Fig.9　Time history curves of tunnel diameter deformation ratio at different water depths and *C*/*D*

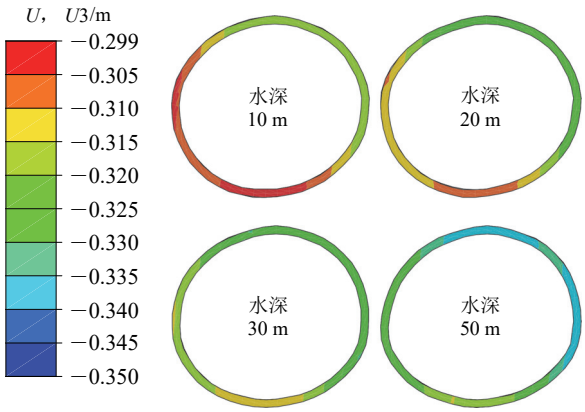


图 10　不同水深下工况四隧道变形云图(放大系数 30)

Fig.10　Deformation contour of the tunnel at different water depths-case IV (scale factor 30)

直径变形率的差异率，如表 6 所示。可以看出，随着水深增加，动水压力对深埋隧道直径变形率的附加影响较小，差异率(相对于水深 10 m 时)仅由 20 m 时的 9.34%升至 50 m 时的 13.74%；而对于浅埋隧道，水深 20 m 时，相比 10 m 时的差异率已达 21.97%，随着水深达到 50 m，差异率增大到 65.91%。这更加说明，随水深增加，浅埋隧道受动水压力的影响较深埋隧道的更大。因此，当海底隧道需建设在水深 50 m 以上的海域时，从抗震设计角度可适当增加隧道埋深，以减轻海底隧道的动力响应峰值。

表 6　不同水深下埋深比对最大直径变形率的影响

Table 6　Influence of *C*/*D* on maximum diameter deformation ratio of subsea tunnels at different water depths

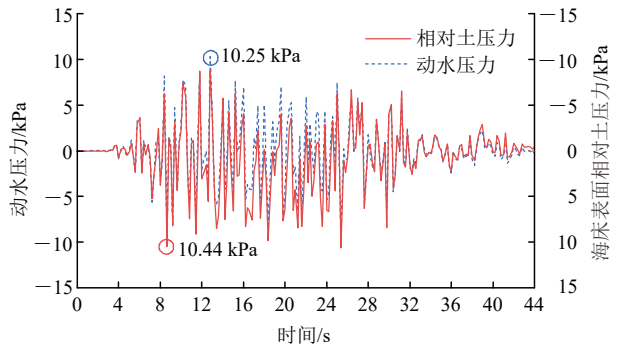
水深 (water depth)/m	$Max\ DDR_{C/D=0.9}$		$Max\ DDR_{C/D=1.5}$	
	值(value)/‰	差异率(difference ratio)/%	值(value)/‰	差异率(difference ratio)/%
10	1.32	-	1.82	-
20	1.61	21.97	1.99	9.34
30	1.76	33.33	2.01	10.44
50	2.19	65.91	2.07	13.74

注：$Max\ DDR_{C/D=0.9}$ 为埋深比 0.9 下隧道最大直径变形率($Max\ DDR$ at $C/D=0.9$)，$Max\ DDR_{C/D=1.5}$ 为埋深比 1.5 下隧道最大直径变形率($Max\ DDR$ at $C/D=1.5$)。

4　海床表面动水压力分析

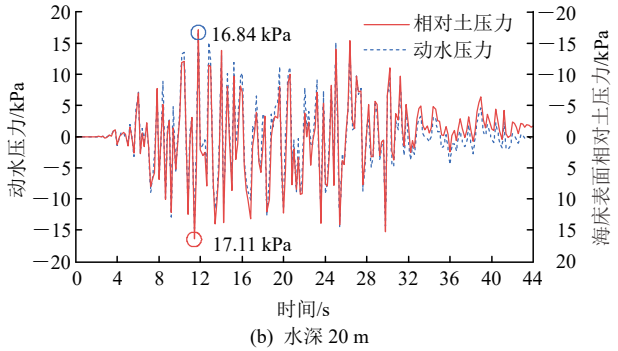
4.1　不同水深下地震作用对动水压力的影响

为研究不同水深下动水压力对海床表面竖向压力的影响，将考虑静水压力和动水压力模型的海床表面压力减去仅考虑静水压力模型的海床表面压力，以获得海床表面的相对压力。该相对压力仅能反映地震作用对海水的动力响应，使得海水层形成动水压力，并在动水压力传递至海床表面时产生额外的竖向压力。图 11 为不同水深地震作用下动水压力和海床表面相对压力的时程曲线。可以看出，在不同水深条件下，海床表面相对压力在时程上的波动趋势与动水压力基本一致。取相对压力的负值后，其数值与动水压力的幅值接近，表明动水压力对海床表面压力的贡献主要体现在动力响应部分。而在响应峰值方面，水深 10 m 时，动水压力峰值为 10.25 kPa，海床表面相对压力峰值约为 10.44 kPa；水深 20 m 时，动水压力峰值为 16.84 kPa，海床表面相对压力峰值约为 17.11 kPa；水深 30 m 时，动水压力峰值约为 21.00 kPa，海床表面相对压力峰值约为 −22.92 kPa；水深 50 m 时，动水压力峰值增至 30.00 kPa，相对压力峰值达 30.58 kPa。说明随着水深的增加，地震作用引起的海水动力效应更为显著，动



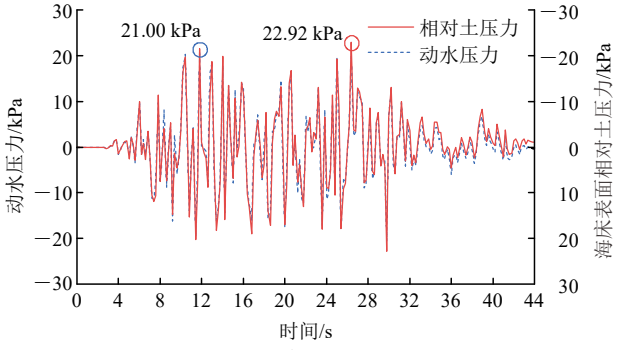
(a)　水深 10 m

(a) Water depth 10 m



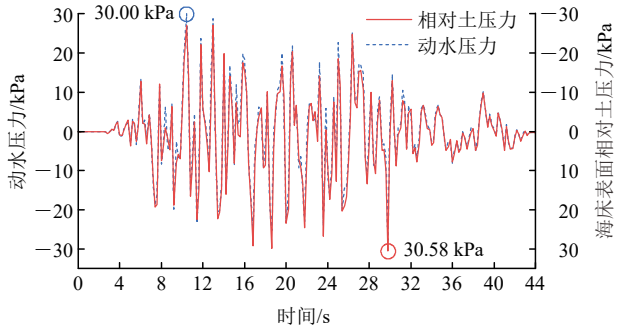
(b)　水深 20 m

(b) Water depth 20 m



(c)　水深 30 m

(c) Water depth 30 m



(d) 水深 50 m

(d) Water depth 50 m

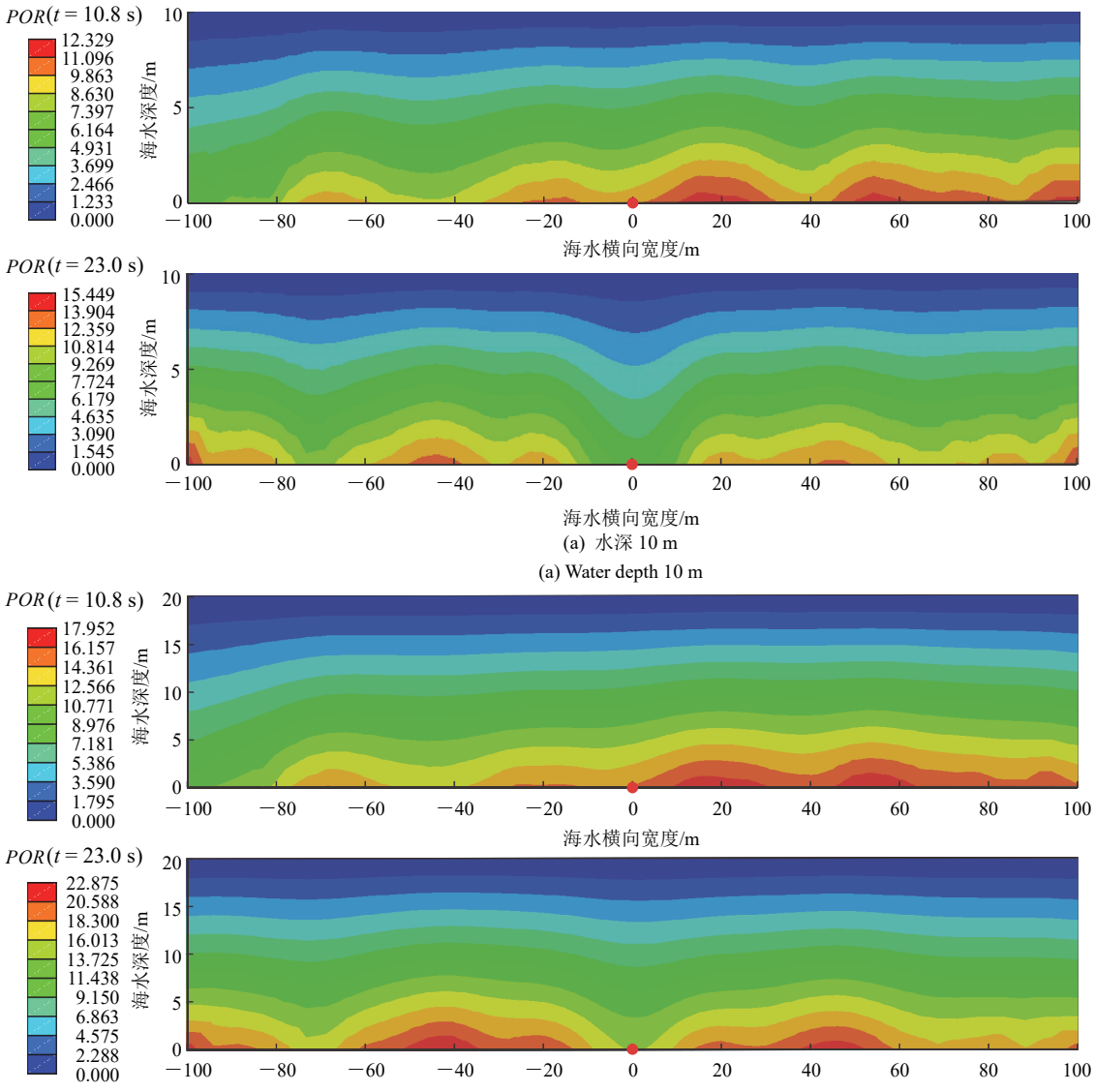
图 11　不同水深下动水压力和海床表面相对土压力的时程曲线

Fig.11　Time history curves of hydrodynamic pressure and relative vertical soil pressure on seabed surface under different water depths

水压力传递至海床表面的荷载随之增大。这一现象的产生主要是因为当地震迫使海床表面振动时，会推动上覆海水一起振动，此时海水会因惯性而产生一个反向阻力，即动水压力，这个动水压力会附加到海床上，相当于增加了海床的整体质量，进而改变其动力特性。水深越深，对应的附加质量越大，动水压力也随之增大。且此时动水压力是一种施加在土体表面的荷载，会使得海床表面的内力重分布并增大。

4.2　地震作用对海水动水压力分布的影响

图 12 为不同水深下动水压力分布图，以水深 10 m 时动水压力原点处和整体峰值时刻(分别为 10.8 和 23 s)为基准，对不同水深下相同时刻的动水压力分布进行对比分析。需要注意的是，在声学单元体系下，其输出变量 *POR* 代表的是声压，即流体介质中由于波动产生的压力增量，在本研究中，该变



(a) 水深 10 m

(a) Water depth 10 m

(b) 水深 20 m

(b) Water depth 20 m

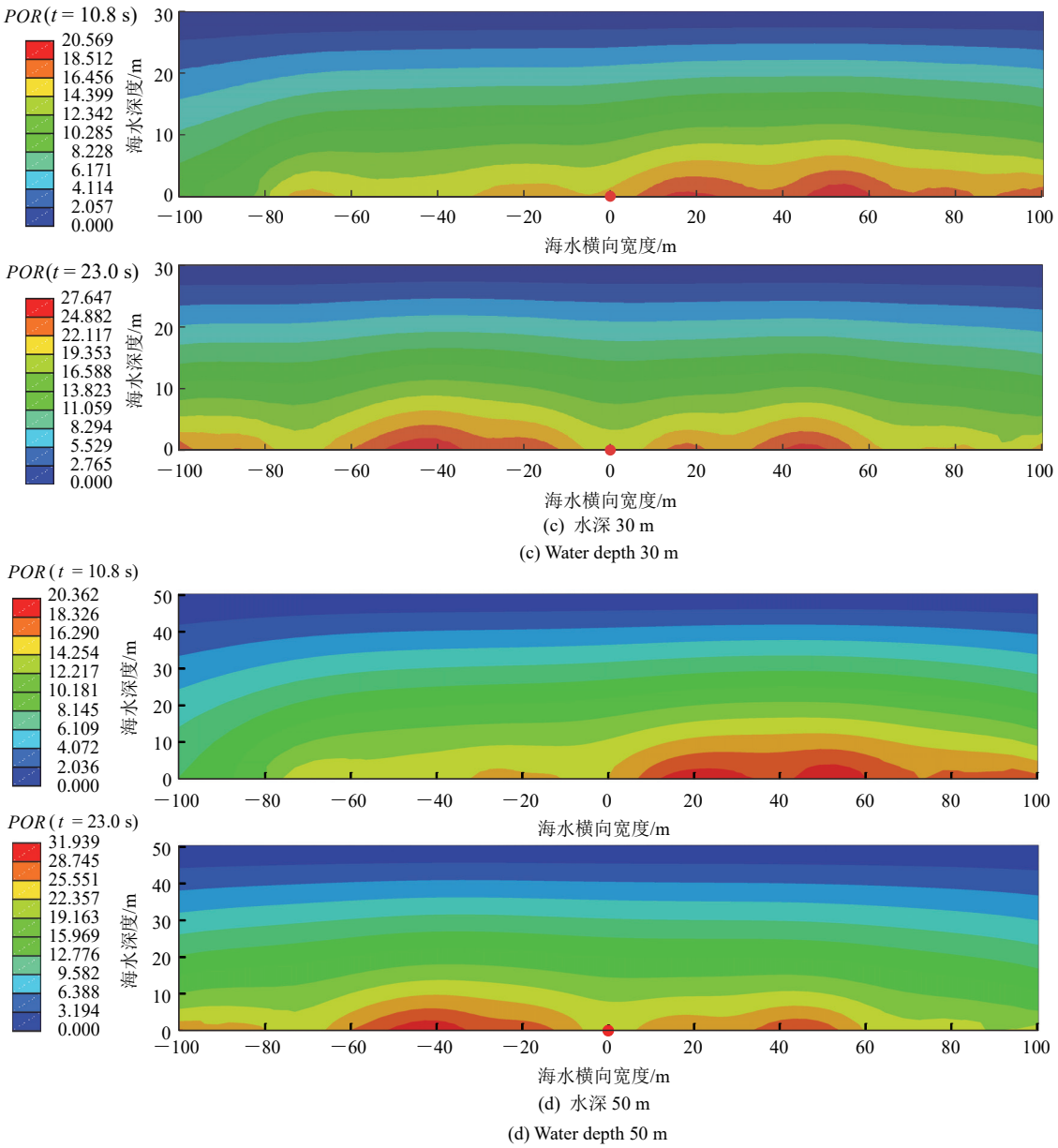


图 12　最大动水压力分布图(单位：kPa)

Fig.12　The distribution of maximum hydrodynamic pressure(unit：kPa)

量用于表征地震作用下海水的动水压力，即在静水压力背景下叠加的动态压力变化。可以看出，当地震波从海床传播至水体中时，会产生动水压力，且随着水深的增加，动水压力的峰值显著增高。观察不同水深下整体动水压力峰值分布，在海水－海床交界面中点处形成波谷，即低压区，两侧则呈波峰，即高压区。分析其原因，主要是因为隧道的存在阻碍了地震波的向上传播，且观察原点处沿深度变化的动水压力可以发现，水深 10 m 时，靠近海水表面的动水压力呈波谷状，但该现象随着水深增加逐步减弱，从波谷状变为水平状。

4.3　动水压力对场地效应的影响

为研究不同水深下动水压力对场地效应的影响，本研究采用地震强度指标累积绝对速度 CAV 进行评估。该指标能综合考虑地震波振幅和波形，相比地面峰值加速度 PGA，被认为更能反映结构损伤[24]。CAV 的具体表达式如下：

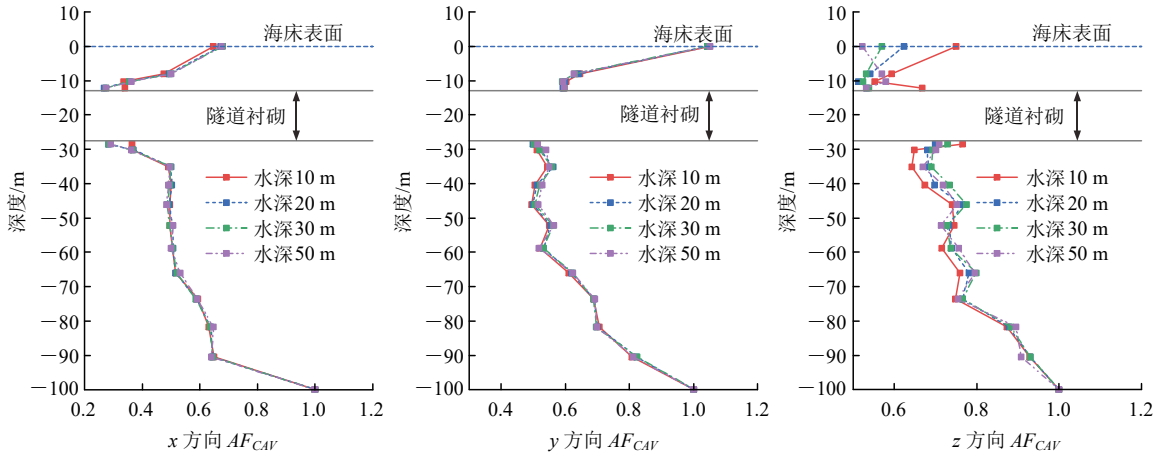
$$CAV = \int_0^{T_d} |a(t)| \, \mathrm{d}t \tag{9}$$

式中：T_d 为地震动的持续时间，$|a(t)|$ 为 t 时刻的加速度绝对值。采用 CAV 放大系数(AF_{CAV})来表示场地各深度处相对于基岩表面，即地震激励输入处的放大倍数：

$$AF_{CAV} = CAV_{\mathrm{d}} / CAV_{\mathrm{input}} \tag{10}$$

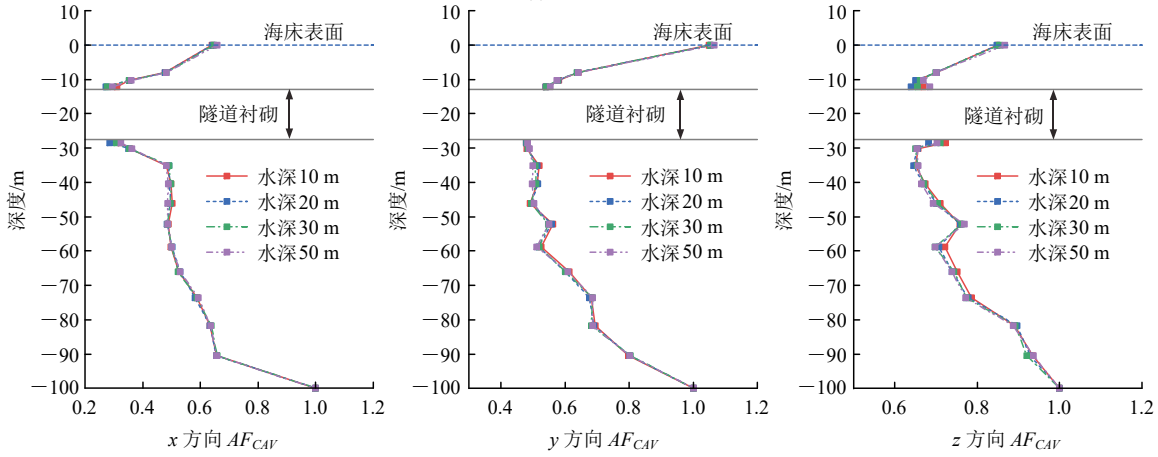
式中：CAV_{d} 为当前深度处的 CAV ，CAV_{input} 为地震激励输入处的 CAV 。

图 13 为不同水深下，是否考虑 CAS 时场地各深度处的 AF_{CAV} ，分别提取 x，y，z 三个方向的 AF_{CAV}



(a) 考虑 CAS

(a) With CAS



(b) 不考虑 CAS

(b) Without CAS

图 13　不同水深下场地沿深度分布的 *CAV* 放大系数

Fig.13　*CAV* amplification factor distribution with depth at different water depths

进行分析。可以观察到在考虑动水压力情况下，x 和 y 方向的 AF_{CAV} 在不同水深下变化不大，主要原因是剪切波无法在水中传播(水不能承受剪应力)，而 AF_{CAV} 随水深的细微变化则可归因于 3 个方向地震激励分量间的耦合效应。z 方向的 AF_{CAV} 在海床表面表现为随水深增加而逐渐减小，这主要是因为 z 方向振动下，海床需带动上覆海水一同运动，随着水深增加，被带动的海水体积变大，相当于海床“附加”了更大的惯性质量，从而抑制了海床自身的运动速度。附加质量越大，振动峰值越小，使得 AF_{CAV} 越小，反映了随着水深增加，动水压力也随之增加。而在不考虑动水压力的情况下，由于静水压力是作为恒定的荷载施加在海床表面上，没有考虑地震波对海水的动力效应(相当于上覆荷载下的隧道地震响应)，因此，在不同水深对应的静水压力下 AF_{CAV} 变化并不显著。静水压力仅改变土体的初始应力状态，对土体的动力响应影响不大。

5　结　论

本文通过建立一系列考虑海水－海床－隧道耦合效应的有限元模型，系统研究了海底隧道在地震作用下的动力响应特性，重点揭示了不同水深条件下土体－结构相互作用、埋深比及静动水压力对隧道直径变形率及海床动力响应的影响机制。主要结论如下：

(1) SSI 效应对隧道地震变形具有显著影响，且随水深增加更为突出。当水深达 50 m 时，考虑 SSI 效应的峰值直径变形率较不考虑时高出 23.74%，表明传统的忽略 SSI 效应的分析方法将严重低估隧道的实际动力响应。

(2) 动水压力在高水深条件下对隧道变形贡献显著。水深超过 20 m 时，同时考虑静动水压力作用下的直径变形率较仅考虑静水压力时提高 6%～

42%，建议在高水深隧道抗震设计中要充分考虑动水压力效应，以提高衬砌结构的安全冗余。

(3) 隧道埋深比显著影响动水压力对结构的地震附加效应。当埋深比由 0.9 增至 1.5 时，动水压力引起的变形率增幅由 22%～66%降至 9%～14%，表明适当增大埋深可有效减弱动水压力的不利影响，该结论可为隧道埋深优化设计提供依据。

(4) 动水压力与海床表面相对土压力呈现高度一致的时程变化规律，数值接近而相位相反。随着水深增加，两者的峰值幅度均显著上升，尤其在水深 50 m 时，抗震设计更需充分考虑海水－海床耦合效应对隧道动力响应的影响。

参考文献(References)：

[1] 陈建芹，冯晓燕，魏　怀. 中国水下隧道数据统计与分析(截至 2023 年底)[J]. 隧道建设(中英文)，2024，44(4)：826－881.(CHEN Jianqin，FENG Xiaoyan，WEI Huai. Statistics and analysis of underwater tunnels in China(by the end of 2023)[J]. Tunnel Construction，2024，44(4)：826－881.(in Chinese))

[2] 唐少辉，张晓平，刘　浩，等. 复杂地层水下盾构隧道工程难点及关键技术研究与展望[J]. 工程地质学报，2021，29(5)：1 477－1 487.(TANG Shaohui，ZHANG Xiaoping，LIU Hao，et al. Engineering difficulties and key technologies for underwater shield tunnel in complex ground[J]. Journal of Engineering Geology，2021，29(5)：1 477－1 487.(in Chinese))

[3] XUE Y，ZHOU B，LI S，et al. Deformation rule and mechanical characteristic analysis of subsea tunnel crossing weathered trough[J]. Tunnelling and Underground Space Technology，2021，114：103989.

[4] CHEN P，GENG P，CHEN J，et al. The seismic damage mechanism of Daliang tunnel by fault dislocation during the 2022 Menyuan *M*s 6.9 earthquake based on unidirectional velocity pulse input[J]. Engineering Failure Analysis，2023，145：107047.

[5] SHEN Y，GAO B，YANG X，et al. Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake[J]. Engineering Geology，2014，180：85－98.

[6] 王国波，王亚西，陈　斌，等. 隧道－土体－地表结构相互作用体系地震响应影响因素分析[J]. 岩石力学与工程学报，2015，34(6)：1 276－1 287.(WANG Guobo，WANG Yaxi，CHEN Bin，et al. Analysis of factors influencing seismic responses of tunnel-soil-ground structural system[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2015，34(6)：1 276－1 287.(in Chinese))

[7] CHENG X，LI G，CHEN J，et al. Seismic response of a submarine tunnel under the action of a sea wave[J]. Marine Structures，2018，60：122－135.

[8] SHEKARI M R. A coupled numerical approach to simulate the effect of earthquake frequency content on seismic behavior of submarine tunnel[J]. Marine Structures，2021，75：102848.

[9] 唐雄俊，肖明清，焦齐柱，等. 甬舟铁路金塘海底隧道总体设计与关键技术研究[J]. 铁道标准设计，2021，65(10)：20－25.(TANG Xiongjun，XIAO Mingqing，JIAO Qizhu，et al. Investigation of overall design and key technology of Jintang subsea tunnel of Ningbo-Zhoushan Railway[J]. Railway Standard Design，2021，65(10)：20－25.(in Chinese))

[10] 肖明清，孙文昊，曲立清，等. 胶州湾第二海底隧道总体设计方案研究[J]. 隧道建设(中英文)，2023，43(2)：199－216.(XIAO Mingqing，SUN Wenhao，QU Liqing，et al. Study on general design of Second Jiaozhou Bay subsea tunnel[J]. Tunnel Construction，2023，43(2)：199－216.(in Chinese))

[11] 陈国兴，庄海洋. 基于 Davidenkov 骨架曲线的土体动力本构关系及其参数研究[J]. 岩土工程学报，2005，27(8)：860－864.(CHEN Guoxing，ZHUANG Haiyang. Developed nonlinear dynamic constitutive relations of soils based on Davidenkov skeleton curve[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2005，27(8)：860－864.(in Chinese))

[12] XU L，XI J，CAI F，et al. Dynamic response of subsea tunnel in liquefiable layered seabed under combined earthquake and wave action[J]. Ocean Engineering，2024，301：117595.

[13] ZHAO Z，CUI J，LIU C，et al. Seismic damage characteristics of large-diameter shield tunnel lining under extreme-intensity earthquake[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering，2023，171：107958.

[14] KUHLEMEYER R L，LYSMER J. Finite element method accuracy for wave propagation problems[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division，1973，99(5)：421－427.

[15] RAWAT A，MITTAL V，CHAKRABORTY T，et al. Earthquake induced sloshing and hydrodynamic pressures in rigid liquid storage tanks analyzed by coupled acoustic-structural and Euler-Lagrange methods[J]. Thin-Walled Structures，2019，134：333－346.

[16] LIU C，DENG H，LIU H，et al. Seismic response of a subsea shield tunnel considering water-stratum-structure interaction[J]. Ocean Engineering，2025，330：121228.

[17] HARDIN B O，DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soils：design equations and curves[J]. Journal of the Soil Mechanics Foundations Division，1972，98(7)：667－692.

[18] MARTIN P P，SEED H B. One-dimensional dynamic ground response analyses[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division，1982，108(7)：935－952.

[19] 赵丁凤，阮滨，陈国兴，等. 基于 Davidenkov 骨架曲线模型的修正不规则加卸载准则与等效剪应变算法及其验证[J]. 岩土工程学报，2017，39(5)：888－895.(ZHAO Dingfeng，RUAN Bin，CHEN Guoxing，et al. Validation of modified irregular loading-unloading rules based on Davidenkov skeleton curve and its equivalent shear strain algorithm implemented in ABAQUS[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2017，39(5)：888－895.(in Chinese))

[20] PYKE R M. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division，1979，105(6)：715－726.

[21] 张　劲，王庆扬，胡守营，等. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构，2008，38(8)：127－130.(ZHANG Jin，WANG Qingyang，HU Shouying，et al. Parameters verification of concrete damaged plastic model of ABAQUS[J]. Building Structure，2008，38(8)：127－130.(in Chinese))

[22] 刘晶波，王振宇，杜修力，等. 波动问题中的三维时域黏弹性人工边界[J]. 工程力学，2005，22(6)：46－51.(LIU Jingbo，WANG Zhenyu，DU Xiuli，et al. Three-dimensional visco-elastic artificial boundaries in time domain for wave motion problems[J]. Engineering Mechanics，2005，22(6)：46－51.(in Chinese))

[23] 马笙杰，迟明杰，陈红娟，等. 黏弹性人工边界在 ABAQUS 中的实现及地震动输入方法的比较研究[J]. 岩石力学与工程学报，2020，39(7)：1 445－1 457.(MA Shengjie，CHI Mingjie，CHEN Hongjuan，et al. Implementation of viscous-spring boundary in ABAQUS and comparative study on seismic motion input methods[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2020，39(7)：1 445－1 457.(in Chinese))

[24] CHEN W，LIN J，ZHENG Y，et al. Nonlinear seismic response of seabed with terrain variation and seawater-seabed coupling[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering，2024，180：108579.