

地域特性を考慮した設計地震動の検討及び シールドトンネル縦断方向の耐震検討

平野敏彦1・長沼敏彦2・西岡勉3・鈴木直人4・藤野秀隆5

1阪神高速道路公団	工務部設計課	(∓ 54)	41-0056	大阪市中央	マ区久太郎町	4-1-3)	
E-mail:toshihiko-hirano@hepc.go.jp							
2阪神高速道路公団	工務部設計課	課長 (〒54	41-0056	大阪市中央	マ区久太郎町	4-1-3)	
	E-mail	toshihiko-na:	aganuma	@hepc.go.jj	2		
3阪神高速道路公団	工務部設計課	係長(〒54	41-0056	大阪市中央	マ区久太郎町	4-1-3)	
E-mail:tsutomu-nishioka@hepc.go.jp							
4(株)建設技術研究所	大阪支社道路	・交通部	課長(F540-0008	大阪市中央	区大手前1-2-15	;)
E-mail:n-suzuki@ctie.co.jp							
5(株)建設技術研究所	大阪支社道路	・交通部	(=	F540-0008	大阪市中央	区大手前1-2-15)
E-mail:h-fujino@ctie.co.jp							

地域特性を考慮したシールドトンネルの設計地震動の設定を目的に、当該地域の断層情報から断層モデ ルを用いて基盤面(せん断波速度Vs=550m/s)におけるレベル2地震動を推定した。また、推定した基盤 面地震動をもとに、表層地盤の3次元FEMによる非線形地震応答解析を行い、シールドトンネルの軸方向 の耐震設計に用いる地盤変位を検討し、併せてシールドトンネル軸方向の耐震性能についても検討した。

Key Words : Site-specific, Earthquake ground motion, Shield tunnel

1. はじめに

近年、設計地震動については、断層を考慮した地 震動予測の必要性¹⁾が提言されており、建設地点周 辺における断層情報や地盤条件等を綿密に調査し、 建設地点における設計地震動を適切に推定できる場 合には、これに基づいて設計地震動を設定すること ²⁾とされている。

本検討対象であるシールドトンネルは、大阪府域 に上町断層系を横断する形で計画されている(図-1)。そこで、上町断層系の破壊により生じる地震 動を対象とした設計地震動を推定し、耐震設計に用 いる地盤変位について検討を行った。さらに、算定 した地盤変位から、シールドトンネル軸方向の耐震 性能の検討を行った。

地震動については、当該地域の断層情報から断層 モデルを用いて基盤面(せん断波速度Vs=550m/s) におけるレベル2地震動の推定を行った。また、推 定した基盤面地震動をもとに、表層地盤の3次元 FEMによる非線形地震応答解析を実施し、シールド トンネル軸方向の耐震設計に用いる地盤変位を検討 した。さらに、その地盤変位から、シールドトンネ ル軸方向の耐震性能について検討した。検討手順を 図-2に示す。

2. 断層モデルによる強震動予測

(1) 断層モデルと断層破壊シナリオ

対象路線は、大阪平野に位置する上町断層系を横 断する形で計画されている(図-1)。本検討では、 上町断層系を仏念寺山断層・上町断層・南部上町断 層・汐見橋撓曲・住之江撓曲からなる断層モデルと して作成し、上町断層全体系が破壊するモデルや上 町断層のみが破壊するモデルなど、次の4ケースを 断層破壊モデルとして設定した。上町断層系の諸元 を表-1に示す。

Case I: 全体断層系が破壊

Case Ⅱ:北部(仏年寺山,上町,汐見橋)が破壊

CaseⅢ:上町断層のみが破壊

CaseIV:南部(南部上町,住之江)が破壊

断層破壊シナリオは、この断層破壊モデルの各ケ ースでアスペリティと破壊開始点の設定を変えた 28 通り(図-3~図-6)を設定し、次節の強震動予 測手法により、対象路線に大きな影響を及ぼすと考 えられる断層破壊シナリオを選定した。

なお、図-3~図-6の断層モデルは、断層を西側 から見たもので、図の左側が北、右側が南、図の上 側が断層上面としてモデル化した。

1



設定	断層	長さ (km)	幅 (km)	走向 (度)	傾斜 (度)	すべり角 (度)	総地震モーメント (N・m)	規模 (M _J /M _W)	総地震モーメント (N・m)	立ち上がり 時間(秒)
	仏念寺山断層	8	22	-16.2	60	90			0.58×10^{19}	
Casa I	上町断層	12	22	7.4	60	90			0.86×10^{19}	
(全断届系)	南部上町断層	24	22	21.4	60	90	3.89 $\times 10^{19}$	7.4/7.0	1.72×10^{19}	1.5
	汐見橋撓曲	4	22	48.4	60	90			0.29×10^{19}	
	住之江撓曲	6	22	55.8	60	90			0. 44×10^{19}	
Casa	仏念寺山断層	8	22	-16.2	60	90			0.38×10^{19}	
(北部のみ)	上町断層	12	22	7.4	60	90	1.15×10^{19}	7.0/6.6	0.58×10^{19}	0.99
	汐見橋撓曲	4	22	48.4	60	90			0.19×10^{19}	
CaseⅢ (上町のみ)	上町断層	12	12	7.4	60	90	1.64×10^{18}	6.3/6.1	1.64×10^{18}	0.52
CaseIV	南部上町断層	24	22	21.4	60	90	1 61 × 10 ¹⁹	7 1/6 7	1.29×10^{19}	1 1
(南部のみ)	住之江撓曲	6	22	55.8	60	90	1.01×10	1.1/0.1	0.32×10^{19}	1.1



(2) 強震動予測手法

断層破壊シナリオ選定のための強震動予測は、3 次元的な波動伝播を考慮するため、地盤モデルに宮 腰ら³⁾によってモデル化された大阪平野の基盤深度 構造モデル(図-7,表-2)を用いて、3次元差分法 により実施した。なお、強震動の評価は、非線形応 答の影響が少ない工学的基盤面相当層(表-2のB 層)で行った。

3 次元差分法による強震動予測は、逐次計算において断層破壊の進行を考慮し、断層面から放射される地震動を厳密に評価することができる(図-8 考え方1)。

しかし、ここでは簡易的な手法として、断層面の 一点に点震源を配置し、3次元差分法により長周期 の要素地震動を計算する手法を用いた(図-8考え 方 2)。この手法を用いると、断層面のいくつかの 点震源でこの計算を実施し、個々の計算結果を足し 合わせることで、想定大地震動を計算できる。



図-7 大阪平野の基盤深度構造モデル (基盤岩深度)³⁾

表-2 地盤モデルの諸元

地層	Vp (km/s)	Vs (km/s)	ρ (×10 ³ kg/m ³)
А	1.60	0.35	1.7
В	1.80	0.55	1.8
С	2.50	1.00	2.1
D (Baserock)	5.40	3.20	2.7



図-8 3次元差分法による強震動予測手法



図-9 地震動評価地点

(3) 断層破壊シナリオの選定

各断層破壊シナリオ(28 ケース)を対象に、対 象路線の代表4地点で強震動予測を実施し、対象路 線に大きな影響を及ぼすと考えられる断層破壊シナ リオを選定した。強震動評価地点は、図-9 に示す 対象路線の西端(A点)・東端(D点)の2地点と 中間(B,C点)2地点の合計4地点を設定した。各 地点・各シナリオの計算結果(SI値(0.5s~2.0s)) を表-3~表-6に示す。なお、地点A,Bの2地点に おける解析(SHAKE)結果より、地盤の固有周期 は1.5s及び1.2sであることから、SI値の計算範囲 を0.5s~2.0sに設定した。シールドトンネル軸方向 の検討で用いる断層破壊シナリオは、SI値(NS成 分と EW 成分のベクトル和)の大きいケースを選定 することとした。

評価地点A

Case I : I -A-3	(187.07 cm/s)
Case II : II-B-2	(58.45cm/s)
CaseⅢ:Ⅲ-A-1	(62.03cm/s)
CaseIV: IV-B-2	(184.64cm/s)

評価地点B

Case I : I-A-3	(179.60 cm/s)
CaseⅡ: Ⅱ-A-1	(56.76cm/s)
CaseⅢ:Ⅲ-A-1	(61.94cm/s)
CaseIV : IV-B-2	(163.84cm/s)

表-3 評価地点A

表-4 評価地点B

4 -7	SI(0.5-2.0s)
<i>////</i>	SUM
I -A-1	99.04
I -A-2	128.10
I -A-3	187.07
I -B-1	134.49
I -B-2	151.57
I -B-3	161.28
I -C-1	109.77
I -C-2	129.61
I -C-3	176.12
II −A−1	45.65
II −A−2	58.12
II −A−3	38.02
II-B-1	52.95
II-B-2	58.45
II −B−3	38.76
II-C-1	48.83
II −C−2	56.96
II −C−3	38.05
Ⅲ -A-1	62.03
Ⅲ-A-2	56.02
Ⅲ -B-1	57.81
III-B-2	56.68
IV-A-1	147.51
IV-A-2	180.55
IV −B−1	156.19
IV −B−2	184.64
Ⅳ −C−1	117.60
IV-C-2	172.63

₩ _7	SI(0.5-2.0s)
	SUM
I -A-1	114.99
I -A-2	111.63
I -A-3	179.60
I -B-1	132.37
I -B-2	133.51
I -B-3	156.71
I -C-1	96.29
I -C-2	131.97
I -C-3	176.44
I −A−1	56.76
II −A−2	56.61
II −A−3	30.57
<u>I</u> −B−1	31.96
II-B-2	55.04
<u>II -B-3</u>	34.18
<u>II-C-1</u>	49.13
Ш-С-2	49.59
<u>II -C-3</u>	32.32
Ⅲ -A-1	61.94
<u>Ⅲ-A-2</u>	49.25
<u>Ⅲ-</u> B-1	58.54
<u>III-B-2</u>	51.12
Ⅳ -A-1	134.45
IV−A−2	162.09
IV− B−1	148.10
IV-B-2	163.84
IV-C-1	152.56
IV−C−2	157.93

各地点・各シナリオにおいて SI 値が最大値となるケースは、以下のとおりである。

強震動評価結果より地点A, B, Dの3地点において、最もSI値が大きいCase I – A-3を断層破壊シナリオとして選定した。このシナリオよる強震動を用いてシールドトンネル軸方向の耐震性能の検討を行うこととした。

なお、詳細な3次元差分法を実施することにより 応答特性が変化する可能性があり、SI 値の大きい ケースがシールドトンネルに最も影響を与えるとは 言えないが、ここでは代表的なシナリオを選定する 目安として SI 値を用いた。

評価地点C

Case I	:	I -B-2	(168.51cm/s)
$\operatorname{Case} {\rm I\!I}$:	Ⅱ –B–2	(53.05 cm/s)
CaseⅢ	:	Ⅲ −A−1	(44.58cm/s)
CaseIV	:	IV-C-2	(139.90 cm/s)

評価地点D

Case I : I-A-3	(103.72cm/s)
$\texttt{Case} \mathrm{I\!I} \ : \ \mathrm{I\!I} \text{-} \mathbb{B}\text{-}2$	(48.51cm/s)
CaseⅢ:Ⅲ-A-1	(40.71 cm/s)
CaseIV: IV-C-2	(81.91 cm/s)

表-5 評価地点C

表-6 評価地点D

左	SI(0.5-2.0s)
<i>////</i>	SUM
I -A-1	96.01
I -A-2	107.33
I -A-3	129.06
I -B-1	135.29
I -B-2	168.51
I -B-3	166.84
I -C-1	129.13
I -C-2	113.71
I -C-3	156.48
II-A-1	50.90
II −A−2	52.07
II −A−3	32.94
II-B-1	47.68
II-B-2	53.05
II −B−3	30.64
II-C-1	45.78
II −C−2	48.87
<u>I</u> −C−3	34.42
Ⅲ −A−1	44.58
Ⅲ-A-2	43.64
III-B-1	40.69
<u>III-B-2</u>	43.58
IV−A−1	112.93
IV−A−2	112.95
IV −B−1	130.99
IV-B-2	135.75
IV-C-1	115.69
IV-C-2	139.90

4 -7	SI(0.5-2.0s)
·/-~	SUM
I -A-1	67.50
I -A-2	77.55
I -A-3	103.72
I -B-1	87.79
I -B-2	103.03
I -B-3	100.94
I -C-1	73.65
I -C-2	99.03
I -C-3	79.01
II-A-1	34.92
II −A−2	48.19
II −A−3	28.16
II-B−1	39.46
II −B−2	48.51
II −B−3	30.65
II −C−1	41.37
II −C−2	47.45
II −C−3	35.65
Ⅲ -A-1	40.71
Ⅲ-A-2	25.93
Ⅲ-B-1	34.53
Ⅲ -B-2	30.86
IV-A-1	67.32
IV-A-2	65.74
IV-B-1	76.10
IV-B-2	65.00
IV −C−1	66.24
IV-C-2	81.91

3. 軸方向の入力地震動の検討

(1)検討方針

断層モデルより得られた基盤面地震動を表層地盤 の3次元FEMモデルに入力し、表層地盤の非線形地 震応答解析を実施した。シールドトンネル位置での 軸方向の変位分布とひずみ分布を求め、最大ひずみ が生じる時刻における軸ひずみ分布を正弦波の地盤 変位として近似し、共同溝設計指針⁴に基づき算定 した地盤変位との比較を行った。

(2) 解析モデル

表層地盤を地盤条件の急変する上町断層を中心に、 2km(南北)×3km(東西)×200m(深さ)の範囲を 3次元 FEM でモデル化した。モデルサイズは、計算 可能な最大のメッシュで設定した。また、解析区間 を図-10に、南東方向から北西方向(図-10の右下 から左上)を見た表層地盤モデルを図-11に示す。

表層地盤の3次元 FEM モデルは、対象路線および その周辺における既往の地質調査結果より、各ボー リング地点のデータをクリッギング^{5),6)}により空間 的な補間を行い作成した。なお、ボーリング以深か ら基盤層までの間は Vs=350m/s とし、基盤層は GL-200m・Vs=550m/s で粘性境界とした。また、地盤の 構成則は、弾性-完全塑性体で Drucker-Prager の破 壊基準を用いた。

(3)入力地震動

断層破壊シナリオによる地震動は長周期波 形と短周期波形を用いてハイブリッド法⁷に より合成を行う。図-10 に示すように、統計 的グリーン関数による短周期波形は対象路線 の代表的な4地点で、差分法による長周期波 形は1kmメッシュごとに得られている。しか し、表層地盤の3次元 FEM モデルは80mの メッシュ間隔である。



図-11 表層地盤の3次元 FEM モデル

そこで、表層地盤の解析モデルに入力する任意地 点iの入力波形は、差分法計算点からクリッギング により推定した波形と統計的グリーン関数法により 算定した波形を合成して作成した。統計的グリーン 関数法による短周期波形は、地点A~Dで計算され ているため、解析区間の地点Bでの波形を用いた。 統計的グリーン関数法は、伝搬経路特性とサイト増 幅特性を加味して対象サイトにおける地震動を人工 的に生成する手法であり、ここではサイト増幅特性 の評価法として地盤構造モデルを設定して理論的に 計算する方法を用いた。

また、差分法による長周期波形は、全地点におけ る波形をクロスコリレーションが最大となる時間だ け位相を調整した後、全地点の波形からクリッギン グにより空間的な補間を行ったものを用い、任意地 点iの入力波形を作成した。

これらの波形、3 次元差分法による波形の長周期 成分と統計的グリーン関数法による波形の短周期成 分を、クロスコリレーションが最大となる時間だけ 位相を調整した後、1~2 秒の間で遷移するフィル ターを介して合成するハイブリッド法により合成し た。





(4)解析結果

解析範囲の任意地点においてハイブリッド合成し た強震動予測波形を、表層地盤の3次元 FEM モデ ルに入力し、トンネル軸線位置での地盤の軸方向変 位を求めた。

図-13 に最大ひずみが生じる時刻における軸方向 変位分布、および軸方向ひずみ分布を示す。距離 500m~1000mの地点で最大ひずみが発生している。

この結果を基に、時刻歴解析中で最大のひずみが 生じる時間のトンネル軸線位置における距離 750m 付近の地盤変位を正弦波で近似した。図-13 より、 最大ひずみの発生する周辺のひずみ分布を近似する ように正弦波を設定すると、L=900m、U=0.12m とな る(図-14)。

一方、共同溝設計指針⁴⁾では縦断方向の応答変位 法に用いる地盤変位の波長を、表層地盤と基盤にお ける波長の調和平均として式(1)で規定している。







表-7 共同溝設計指針による波長・振幅

	解析值	備考	
T (sec)	1.575	地盤応答解析より	
H (m)	50	表層地盤	
$L_1(m)$	200	L ₁ =4H	
L ₂ (m)	551	$L_2 = V_{BS} \times T = 350 \times T$	
L(m)	300	$L = 2L_1 \times L_2 / (L_1 + L_2)$	
L'(m)	420	$L' = \sqrt{2} \cdot L$	
U(m)	0.13	地盤応答解析より	

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$L_1 = V_{DS} \cdot T = 4H$$

$$L_2 = V_{BS} \cdot T$$
(1)

ここに、V_{DS}:表層地盤のせん断波速度 V_{BS}:基盤のせん断波速度 T:表層地盤の固有周期

この手法により、解析範囲における地盤変位の波 長を求めた結果を表-7 に示す。また、解析範囲の 地盤条件をもとに1次元地盤応答解析から算定され る地盤変位(正弦波)振幅も併せて表-7に示す。

本検討結果と共同溝設計指針によるトンネル軸線 位置の地盤変位を比較すると、振幅についてはほぼ 同程度であるものの、波長については共同溝設計指 針より本検討によるものがかなり長くなることが分 かった。

4. シールドトンネル軸方向の耐震性能検討

(1) 検討方針

シールドトンネル軸方向の応答特性と継手構造性 能の検討を行い、軸方向の耐震性能について検討し た。解析では、外径12mのRCセグメントで構成され る土被り5mのシールドトンネルを対象とした(図-15)。3.(4)で設定した地盤変位を用いて、応答変 位法を実施し、シールドトンネル軸方向の耐震性能 について検討した。

(2) 解析モデル

シールドトンネルは軸方向に数多くの継手部を有 している。本検討では、耐震検討の際に継手構造の 特性を適切に評価するため、セグメントをはり部材 で、リング継手部をばねでモデル化した弾性床上の 梁(はりーばねモデル)としてシールドトンネル構 造をモデル化した(図-16)。

ただし、セグメントリングの円周方向の分割の影響は考慮しないこととした。



図-15 シールドトンネル施工条件

(3) 解析条件

地盤バネは、地盤を奥行き方向を1要素とした3 次元FEMモデルを用いて、荷重と変位の関係から式 (2)で地盤バネを算定した。

$$K = \frac{F}{\delta}$$
(2)

ここに、*K* : 地盤バネ定数 *F* : トンネルに作用する荷重 *δ* : トンネル変位量

これより、地盤バネは8,590kN/mとした。ただし、 地震時には地盤の変位が大きくなった際、地盤と構 造物の剛性の差により地盤と構造物との間に滑りや 剥離が生じる可能性がある。そのため、接触面にお けるせん断応力が地盤と構造物の間のせん断強度を 上回った場合に滑りが生じることを想定し、地盤バ ネモデルは上限値(2,306kN/m²)を設定した図-18(a)のような非線形性モデルとした。

また、リング継手は、継ぎボルト・継手金具・継 手金具の定着鉄筋等で構成されており、その剛性は 個々の部材の力学的特性が複合された形となる。こ こでは、リング継手1箇所当たりの軸剛性=継手板 +ボルト+継手板(図-17)とし、リング継手の軸 剛性を式(3)で設定した。

$$k_j = \frac{k_B \cdot k_P}{2k_B + k_P} \tag{3}$$

ここに、
$$k_B$$
:継手ボルトの軸方向剛性
 k_P :継手板の軸方向剛性

なお、圧縮に対しては継手の変形はなく、セグメ ントが圧縮力を受け持つものとして、セグメントの 弾性係数(3.3×10⁴N/mm²)より、表-8に示す剛性 とした。また、引張に対しては継手板が降伏応力以 内の場合には表-8に示す剛性K_{j1}とし、引張応力が 継手板の降伏応力を上回る場合には継手板の塑性化 を考慮して表-8に示す剛性K_{j2}とし、非線形性を考 慮したモデルとした。ここに、継手板の剛性は、継 手板が降伏応力以下の場合には継手板を両端固定の はりとし、降伏強度を超える場合には両端に塑性ヒ ンジが形成されたと仮定し、両端を塑性ヒンジ支持 としたはりとしてモデル化し算定した。

応答変位法に用いるシールドトンネル位置での地 盤変位は、強震動予測波を用いた表層地盤3次元 FEM解析結果から近似した正弦波(3.(4)参照)と した。なお、共同溝設計指針による地盤変位 (3.(4)参照)も用いて、各地盤変位による応答値 の比較を行うこととした。

表-8 継手剛性

			K(kN/m)	δ (mm)
	圧縮側	Ks	352,040,904	
引張側		K _{j1}	2,847,976	-1.31
		К _в	118,403,561	
	212E/81	K _Ρ	5,836,334	
	うりて限り	K _{j2}	725,074	
		Κ _Β	118,403,561	
		K _P	1,459,084	



継手(KJ)

o-₩-(

៰៶៶៸៓៓៰

図-16 シールドトンネル構造モデル

セグメント(EA, EI)

抽般バネ

<u>₩</u>

図-18 各構造解析モデル





図-17 継手剛性の概念図

(4)解析結果

本検討で設定した地盤変位と、共同溝設計指針に 基づき設定した地盤変位を用いてシールドトンネル 軸方向の耐震性能検討を行った。各手法による地盤 変位を用いて解析した結果を図-19~図-24に示す。 なお、図中の横軸は、軸方向距離とした。

図-19に軸方向変位を示す。併せて地盤変位と地 盤ひずみも示す。シールドトンネルをはりーばねで モデル化しているため、トンネルに引張力が作用す るとき、例えば断層モデルで地盤変位波長-100m~ +100mの範囲では、地盤の変位とともに継手部が伸 びるため、シールドトンネルの変位が地盤変位に追 従する結果となっている。しかし、トンネルに圧縮 力が作用する場合には、シールドトンネルの圧縮剛 性が高いため、地盤変位にシールドトンネルが追従 せず、地盤変位よりも小さくなる結果となった。

表-7 解析結果と許容値の比較







図-21 軸力(引張)

-100 0 100 200 300 400 500

-500 -400 -300 -200

軸圧縮力(図-20)は、共同溝設計指針による軸 圧縮力の方が本手法によるものより大きな作用力と なっており、約90,000kN(5.7N/mm²)の軸圧縮力が 発生している。しかし、セグメントのコンクリート 設計基準強度(50N/mm²)以内であり、ひずみに換 算すると ϵ =0.017%程度であった。

一方、軸引張力(図-21)は、共同溝設計指針に 比べ断層モデルの方が小さく、約3,300kNの軸引張 力となっている。このとき、継手部を構成するボル トと継手板に作用する引張応力(図-22)は、断層 モデルによる場合、ボルトでは130N/mm²程度で引 張強度500N/mm²(強度区分10・9)以下であった。



また、継手板の引張応力(図-23)は、共同溝設 計指針では410N/mm²の引張応力が発生し、終局強 度490N/mm²に近い発生応力となっているが、断層 モデルでは310N/mm²の引張応力で許容応力に比べ 小さな発生応力であった。なお、このときの継手部 の変位(図-24)は、共同溝設計指針では引張力作 用時に最大で2mmの目開きが生じるが、断層モデル では1mm程度であった。

地盤反力(図-25)については、いずれの手法に よる場合も地盤とシールドトンネルの間のせん断強 度以下であり、地盤とシールドトンネルの間にすべ りが生じないことが分かった。

本検討で設定した地盤変位と共同溝設計指針によ るものを用いて、シールドトンネル軸方向の応答特 性と継手構造性能の検討を行った結果、本手法の方 が共同溝設計指針に比べ、シールドトンネルへの影 響が小さいことが分かった。

5. まとめ

上町断層系の破壊を想定した強震動予測を実施し、 上町断層系全体の破壊を考慮した断層破壊モデル (Case I - A-3)を、断層破壊シナリオとして選定 した。

選定した断層破壊シナリオより得られた地震動を 用いて、シールドトンネル位置での地盤変位を算定 し、軸方向の耐震設計に用いる地盤変位を正弦波で 設定した場合、共同溝設計指針に基づき設定したも のと比較すると振幅はほぼ同程度であったが、波長 はかなり長くなることが分かった。 また、断層モデルにより設定した地盤変位と共同 溝設計指針による地盤変位を用いてシールドトンネ ル軸方向の応答特性と耐震性能の検討を行った結果、 共同溝設計指針による場合は継手板に降伏応力に近 い引張応力が発生したが、断層モデルでは継手板の 引張応力が共同溝設計指針に比べ小さく、継手部へ の影響が小さいことが分かった。

参考文献

- (社)土木学会:土木構造物の耐震基準等に関する第3次 提言と解説,2000.
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計 編, p.12, 2002.
- 3) 宮腰研,香川敬生,趙伯明,徳林宗孝,澤田純男:大 阪堆積盆地における深部地盤構造のモデル化(その3), 第25回地震工学研究発表会,pp.185-188, 1999.
- 4) (社)日本道路協会:共同溝設計指針, pp.52-58, 1986.
- 5) 星谷勝:条件付確率場のシミュレーション理論,土木 学会論文集No.459/I-22, pp.113-118, 1993.
- 6) 丸山収, 星谷勝, 山口和英:定常・均一ガウス確率場の条件付き地震波動シミュレーション, 土木学会論文 集No.489/I-27, pp.177-185, 1994.
- 7) Kamae,K. and K. Irikura : Prediction of site specific strong ground motion using semi-empirical methods, 10th World conference of Earthquake Engineering, pp.801-806, 1992 (2005.2.25.受付)

A STUDY ON THE SITE-SPECIFIC EARTHQUAKE GROUND MOTION AND THE SEISMIC PERFORMANCE OF SHIELD TUNNEL IN THE LONGITUDINAL DIRECTION

Toshihiko HIRANO, Toshihiko NAGANUMA, Tsutomu NISHIOKA, Naoto SUZUKI and Hidetaka FUJINO

This paper is to study the site-specific earthquake ground motion for the seismic design of shield tunnel. The site-specific earthquake ground motion is studied based on the fault model. Then, the seismic performance of shield tunnel in the longitudinal direction is estimated for the peak ground strain. The peak ground strain is approximated to sinusoidal wave and compared with the current manual's wave. As a result, sinusoidal wave length of the fault model is longer than the current manual's.