第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

とう曲変位と地震動の同時作用が鋼管矢板基礎に与える影響検討

服部　駿佑[1]・杉山　裕樹[1]・篠原　聖二[2]・岩原　克仁[3]・
豊島　孝之[4]・後閑　勇[5]・曽根　照人[6]・杉原　弘一[6]

[1]正会員　阪神高速道路株式会社　建設事業本部　神戸建設部　湾岸西伸第一建設事業所
（〒650-0023 神戸市中央区栄町通1-2-10）
[2]正会員　阪神高速道路株式会社　建設事業本部　神戸建設部　技術統括課（同上）
[3]国土交通省　近畿地方整備局　神戸港湾空港技術調査事務所（〒651-0082 神戸市中央区小野浜町7-30）
[4]大日本コンサルタント株式会社　関東支社　構造保全技術部　構造保全計画室
（〒330-6011 埼玉県さいたま市中央区新都心11-2）
[5]正会員　大日本コンサルタント株式会社　構造耐震技術センター　特殊橋梁技術室（同上）
[6]正会員　株式会社ニュージェック　技術本部　港湾・海岸グループ（〒136-0071 東京都江東区亀戸1-5-7）

1. はじめに

大阪湾岸道路西伸部の六甲アイランド～ポートアイランド間（新港・灘浜航路）には，多径間連続斜張橋が計画されている．新港・灘浜航路部は，大阪湾断層帯の北端部にある摩耶断層上に位置している．**図-1**に示す通り，横倉ら[1)] の調査によると，過去の断層変位の累積に伴い堆積層が褶曲することで生じたとう曲帯が2P主塔から4P主塔の間にかけて確認されており，3P主塔基礎が約1,400mのとう曲帯の中央部に位置している．

道路橋示方書・同解説V耐震設計編[2)]によると，橋梁の計画・設計においては，断層等の影響を受けないよう架橋位置又は橋の形式の選定を行うことが標準とされている．しかし，本橋梁のように，やむを得ず断層等の影響を受ける架橋位置又は橋の形式となる場合には，少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする等の対策を講じなければならないとされている．

断層変位等による地盤変状を受ける構造物の挙動評価に関する検討事例が，耐震基準小委員会による断層変位WG研究成果報告書[3)] においてまとめられている．2016 年熊本地震における俵山大橋の被害事例を対象とした再現解析や押田ら[4)] による縦ずれ

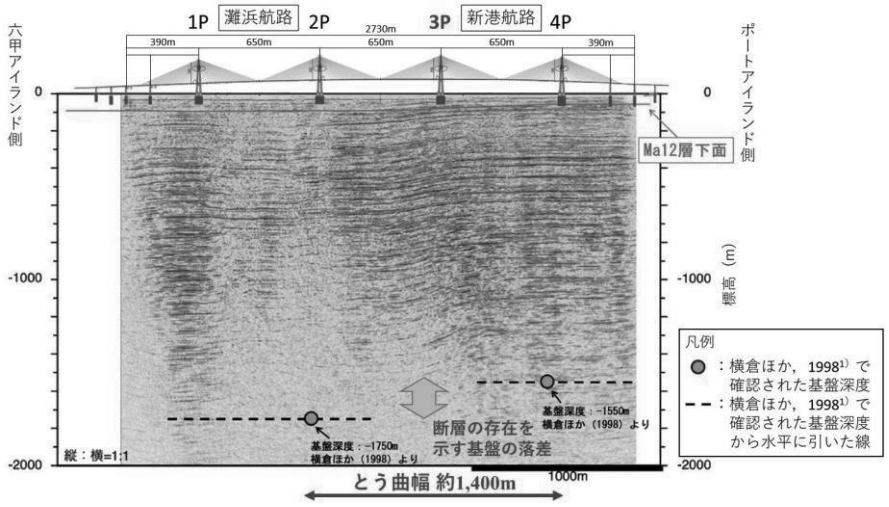


図-1　音波探査断面等から推定した新港・灘浜航路部のとう曲の状況

断層変位を受ける地盤－構造物系の挙動に関する実験的な検討などである．このように検討事例を蓄積している段階であり，断層変位に対するとう曲変位が基礎へ与える影響を確かめる手法は確立されていない．

そこで，本検討はとう曲変位が連続斜張橋の鋼管矢板基礎に与える影響を評価した結果について示す．著者ら[5]は，とう曲変位と地震動が同時に基礎に作用する状況を想定し，立体骨組解析を用いて基礎の応答を照査している．文献5)の検討では，基礎モデルに入力する地震動による上部構造の慣性力と基礎近傍の地盤変位を別々の解析モデルを用いて簡易的に算出したが，構造物と地盤の動的相互作用の影響や上部構造慣性力と基礎近傍の地盤変位の同時性の影響を考慮できないことが課題であった．その為，本検討ではより詳細に基礎に入力する外力を算出する目的で，基礎モデルに入力する地震動による外力および地盤変位を橋梁－基礎－地盤の全体系モデルを用いた2次元FLIP解析[6]により求めた．さらに，実構造物で想定される抵抗要素を立体骨組モデルに反映するため，鋼管内の中詰コンクリートや鋼管矢板基礎内の内部土のモデル化を行った．

2. とう曲変位の影響に対する要求性能の設定

(1) 要求性能の設定

大阪湾岸道路西伸部事業では橋に求められる真の性能を具現化した計画コンセプトを立案し，それに基づき事業を進めている．杉山ら[7]によると，計画コンセプトは外部環境や内部環境を踏まえ，対災害性，景観性，維持管理性の3 つの柱を設定し，これらを高度なレベルで成立させることを目指している．

本稿においても，計画コンセプトを踏まえ，摩耶断層に起因するとう曲変位および地震動の同時作用に対して，基礎に求める要求性能を設定する．計画コンセプトにおける対災害性では，「設計の想定と異なる状況に対しても，致命的な状態になりにくいこと」，「非常時においても，地域の道路ネットワークとして速やかに機能すること」などを掲げている．そこで，とう曲変位および地震動の同時作用に対し，本橋が「落橋等の致命的な状態に至らないこと」に留めることを要求性能とした．橋梁の要求性能を満足するため，基礎の目標限界状態は「部材としての最大強度点を超えない状態」とした．

しかし，基礎の最大強度点を数値的に推定することは難しく，想定するとう曲と地震動の同時作用に対する基礎の応答が最大強度点以下であることを確かめるために，基礎の塑性化を許容する場合の部材レベルの数値目標設定方法として，道路橋示方書・同解説IV下部構造編[8]「12.10.3 基礎の塑性率および変位の制限」を参照した．この目標限界状態に留めるための数値目標として，「基礎の応答塑性率＜塑性率4，基礎天端の回転変位0.02 [rad]」を制限値として照査するものとする．それぞれの照査の工学的意味は，土木研究所資料第4030号「深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について」[9]を参照した．数値目標「基礎の応答塑性率＜塑性率4」は，基礎系が変形性能を失わないこと，地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えない状態にとどまること，数値目標「基礎天端の回転変位0.02 [rad]」は，基礎系に生じた残留変位が橋の供用に影響を与えないことを担保するものである．

応答塑性率による照査にあたり，基礎の降伏点を推定する必要がある．上部構造慣性力作用位置の荷重変位曲線（P-δ曲線）を確認し，変位急増点発生をもって基礎の降伏を判断する．

(2) 部材応答の照査

要求性能を満足するうえでの基礎全体挙動の照査項目としては，(1)に示す基礎の応答塑性率照査および回転変位照査のみであるが，後述する本検討モデルの各部材の挙動がモデル化の適用範囲を超えず，基礎全体の挙動を正確に再現できているか確認することを目的に，杭体直応力，中詰コンクリートのひずみ，杭と頂版の接合部のせん断力，鋼管矢板の継手管の変位量の応答を確認する．

杭体直応力について，杭体の最大応力として破断強度を超えるようなものが生じている場合，荷重支持能力を失うため，破断強度（490[N/mm^2]）を制限値とした照査を行う．

中詰コンクリートひずみについて，杭頭部の中詰コンクリートが終局を超えるひずみが発生し材料構成則の成立範囲を逸脱していないか，コンクリートの終局ひずみ 0.00925を制限値とした照査を行う．

また，杭と頂版の接合部スタッドが破断する場合，頂版から外周杭に荷重が伝わらず荷重支持能力を失うため，杭体1本に設置可能スタッド本数分のせん断耐力（D22スタッド1本あたり69.675[kN]）を制限値とした杭頭部の鉛直せん断力の照査を行う．なお，配置可能スタッド本数はこれまでの実績から本検討における鋼管矢板基礎の頂版厚7.0mに対し，D22スタッドを250本配置可能であるものと想定した．

応答の目安を示すものとして鋼管矢板の継手管の

変位量の確認を行う．道路橋示方書において，変動作用時の継手管鉛直方向ずれについては塑性化後の剛性低下を考慮した設計方針となっており，照査項目には含まれておらず，特に限界状態毎の変位の制限値は定められていない．

本検討においても，変位量自体を照査項目とはしないが，基礎全体の挙動に対する継手の耐力低下等の影響を評価する．とう曲変位のように直接変形を考慮する地盤中の基礎である場合，継手管の鉛直せん断変位が大きくなることによって基礎全体のせん断変形が大きくなることから，基礎の全体挙動への寄与度は大きいことを踏まえ，最大変位量及び変位量分布について確認を行う．

ただし，**図-2**に示す通り，継手強度に関する試験が鉛直せん断ずれの変位量については，20㎜程度までの挙動しか確認されておらず，それ以降の強度低下に関する知見がないことから，変位量が20㎜を超える場合については安全側の評価としてその部分の継手バネを除外して再度解析を行うものとする．再解析後は残存する継手管変位量が20㎜を超える箇所が広範囲に及んでいないか確認を行う．

上記の鉛直せん断変位に比べ基礎の全体変形量への寄与度は低いが，継手管の圧縮，引張，水平変形についても，同様の確認を行う．

以上をまとめた鋼管矢板基礎の照査フローを**図-3**に示す．

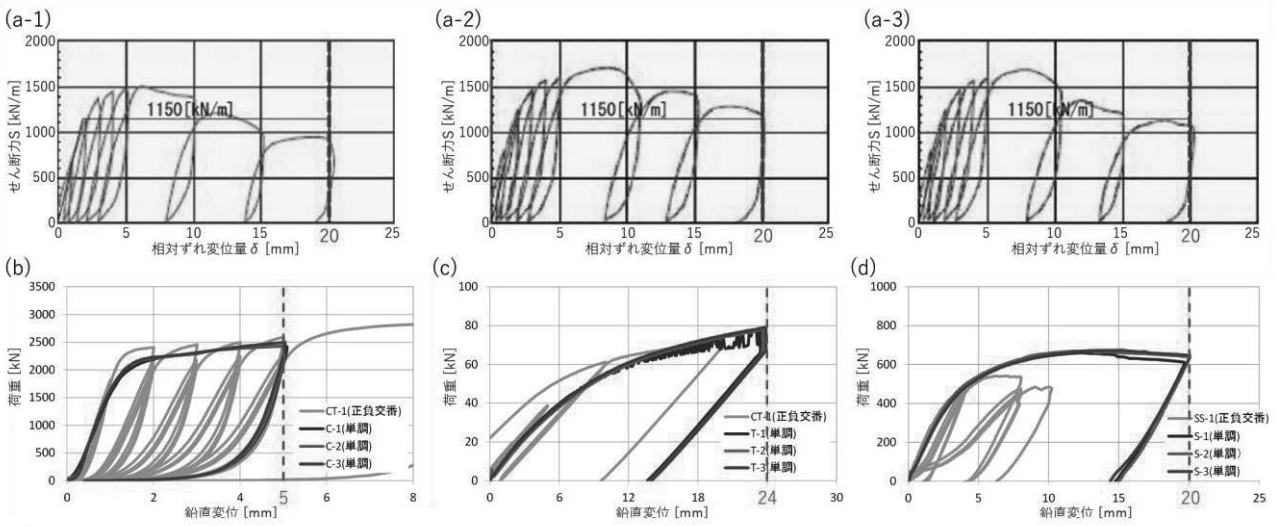


図-2　継手管の変位量に関する試験結果（文献 10)に加筆）

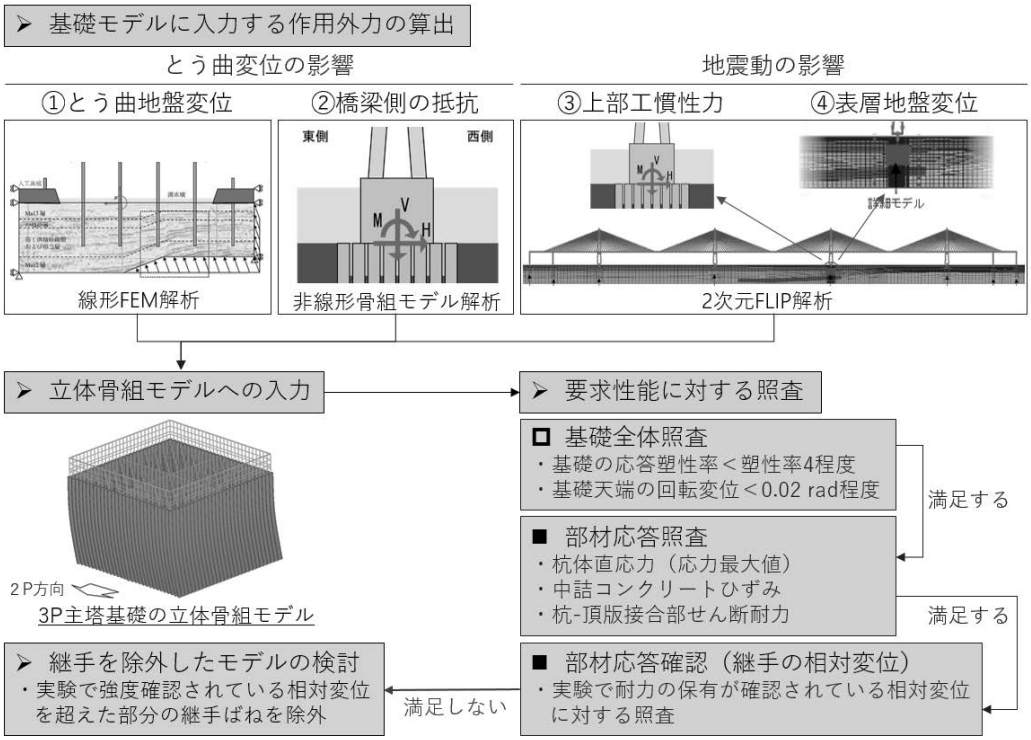


図-3　立体骨組解析による照査フロー

3. 検討手法

図-3に示した通り，とう曲変位の影響による地盤変位，橋梁側の抵抗，地震動による上部構造慣性力，表層地盤変位を，3P主塔基礎の立体骨組モデルに入力して照査する．

(1) 基礎モデルに入力する作用外力の検討

a) とう曲変位による作用外力

とう曲変位による作用外力として，とう曲変位に伴う地盤変形を基礎側面及び底面に考慮し，とう曲変位に対する橋梁側の抵抗として上部構造反力を基礎天端に考慮する．安積ら[11]は既往の文献および現地調査に基づき，摩耶断層の位置およびとう曲変位1回あたりの鉛直変位量（1.47m）を推定している．既往の文献[12]から摩耶断層は傾斜角60°～80°程度の逆断層と推定されている．本稿では，地盤の水平方向変形量が大きく，基礎に与える影響の大きいとう曲傾斜角60°を対象とする．

とう曲変位に伴う地盤変形は，橋梁設置範囲全域の地盤をモデル化した二次元FEM解析にて算出された地盤変形を地盤バネを介して基礎本体に作用させる（図-4）．とう曲変位に対する橋梁側の抵抗については，3次元橋梁全体系骨組モデルにおいて，前述の二次元FEM解析から算出された各主塔，橋脚基部の地盤変位量を静的に入力し算出する．ここで，地盤と基礎は，1つのバネに集約した簡便モデルとしている．とう曲変位により，3P，4P主塔が持ち上がり東側（六甲アイランド側）に移動するため，橋梁全体が西側から東側に圧縮されるような挙動となる（図-5）．

b) 地震による作用外力

地震動による作用外力については，地震作用時の3P主塔基部における基礎への作用力や基礎近傍の地盤変位分布を算出するために，図-6(a)に示す通り，橋梁－基礎－地盤モデルの全体系解析を有効応力解析（2次元FLIP解析）により実施した．全体系モデルにより橋梁-基礎-地盤との動的相互作用が考慮できる．さらに，基部作用力と地盤変位の同時性を考慮した入力値を抽出することが可能である．

既往の土質調査より港湾基準[13]及び港研資料[14]に基づき地盤定数を設定する．設定した地盤定数に基づきFLIP解析の地盤モデルを作成し，モデルの妥当性を検証するために，1995年兵庫県南部地震における護岸変位に対する再現解析で検証した．橋梁モデルは耐震性検討のために時刻歴応答解析で用いた３次元モデルをFLIPの２次元モデルに変換し，固有値解析による妥当性検証を行った．鋼管矢板基礎については，着目する3P主塔基礎は，各部材を詳細にモデル化する一方，計算負荷の軽減の観点から3P主塔基礎以外の基礎については簡易モデルとし，詳細モデルとの振動解析の比較検討より，鋼管矢板基礎を２本の梁でモデル化した．入力地震動については，摩耶断層に起因する地震動を用いて，工学的基盤面における時刻歴応答波形を入力した．

地震動作用時の2次元FLIP解析検討結果について，3P主塔の基部作用力および地盤変位を図-6(b)，(c)に示す．同時性を考慮し，せん断力，曲げモーメント，地盤変位について，4P方向または2P方向にそれぞれ最大となる時刻を検討ケースとし，計６ケースの断面力や地盤変位を抽出した．

橋梁全体系をモデル化した二次元FLIP解析における地盤変形量については，基礎による拘束効果をなるべく受けず，かつ3P主塔基礎から大きく離れない位置の地盤を用いることを考え，3P主塔の端から基礎幅の約1/2の20m程度離れた位置の自由変形地盤の最大変形量を考慮する．

(2) 解析モデルの検討

本稿では，連続斜張橋において，とう曲帯中央部に設置される3P主塔基礎（図-7）に着目し，算出した各作用外力を3P主塔基礎の解析モデルに入力して照査する．既往検討[2]と同様にとう曲変位と大規模地震動に伴う地盤変形により鋼管矢板基礎の井筒部は断面保持されないと考え，井筒の断面保持を前提条件としている仮想井筒梁モデルではなく，井筒断面の変形を考慮できる立体骨組解析を用いる．

各部材のモデル化について，図-8の通り，鋼管はファイバー要素，頂版は剛梁要素，継手は鋼管に適切な間隔で設けられた節点間を結ぶばね要素としてモデル化する．ここまでは，既往検討[5]と同様であるが，実構造物の条件へ近づけるため，頂版直下7.0mの範囲の鋼管杭における充填コンクリートをモデル化する．中詰コンクリートに考慮する応力ひずみ曲線は，道路橋示方書Ⅴ[2]の「6.3.3 鋼材および鋼部材に充填されるコンクリート応力-ひずみ曲線」に示す応力度ひずみ曲線を用いる．

地盤バネについては，基本的に既往検討[5]と同様であるが，立体骨組モデルは井筒の平面保持が前提条件となっていないため，圧縮方向の作用外力に対する井筒の内部土の抵抗が無視できないと考え，内部土のモデル化を行った．内部土は圧縮方向の作用にのみ弾塑性変形をする部材と考え，前面列杭と隔

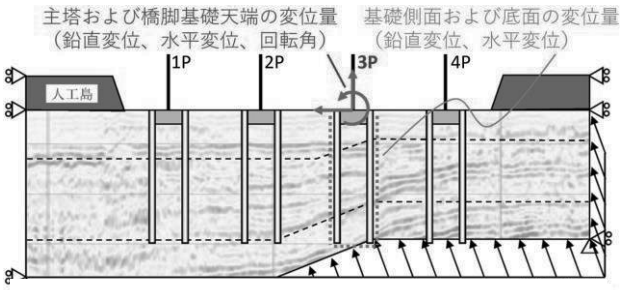


図-4　二次元FEM解析概要図

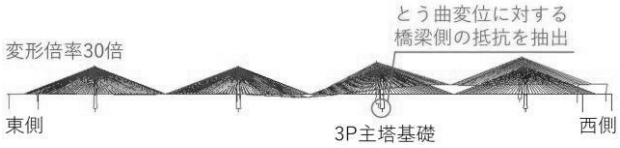


図-5　橋梁全体系影響解析変形図（変形倍率 30 倍）[5)]

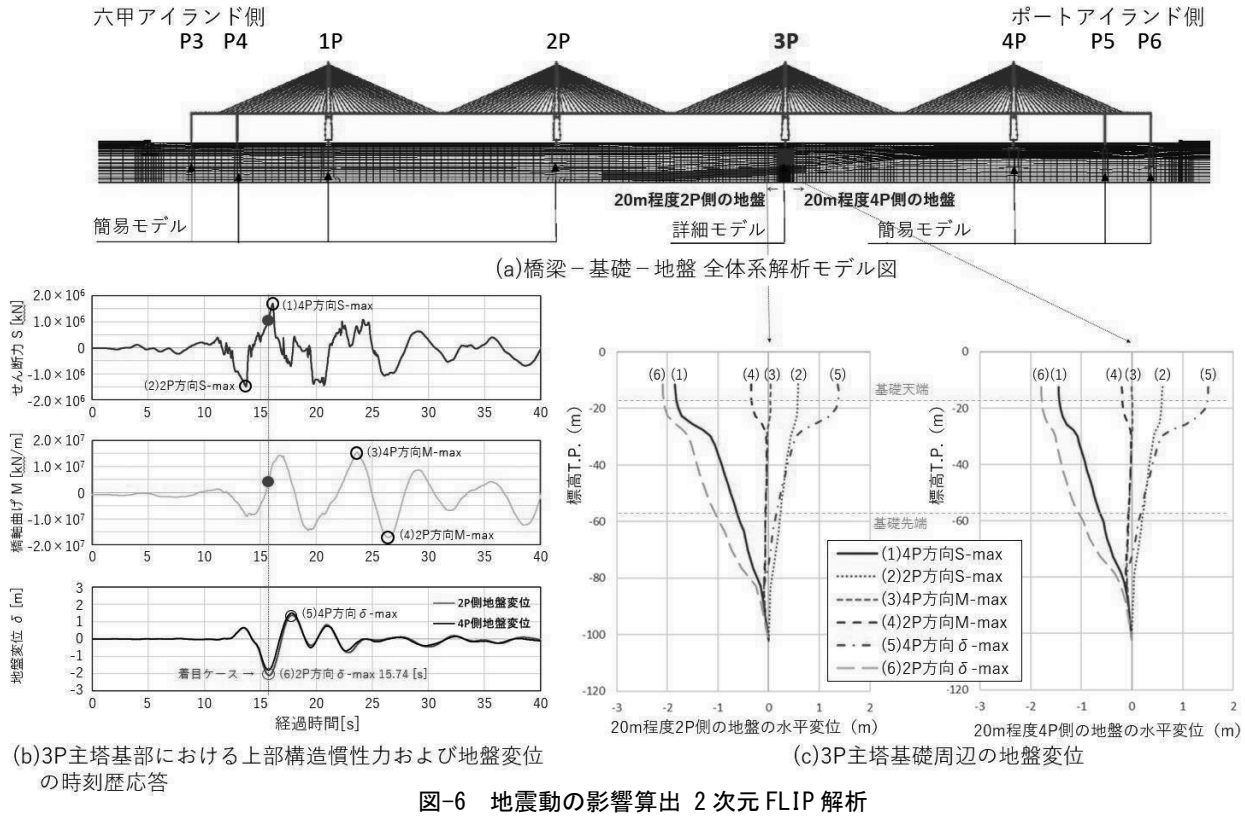
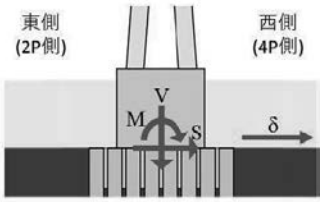


図-6　地震動の影響算出 2 次元 FLIP 解析

表-1　3P 主塔基部における上部構造作用力および地盤変位の最大時刻

	時刻 [s]	軸力 V [kN]	せん断力 S [kN]	橋軸曲げ M [kN/m]	地盤変位 δ [m] ※
(1) 4P 方向 S-max	16.10	539,414	169,982	10,902,280	-1.650
(2) 2P 方向 S-max	13.71	566,248	-151,105	-8,780,078	0.589
(3) 4P 方向 M-max	23.61	562,271	81,958	15,450,980	-0.272
(4) 2P 方向 M-max	26.43	614,331	-102,437	-17,151,750	0.017
(5) 4P 方向 δ-max	17.81	524,741	-47,563	3,534,788	1.431
(6) 2P 方向 δ-max	15.74	546,153	109,244	4,422,958	-1.941

※地盤変形は基礎東西の平均を示す



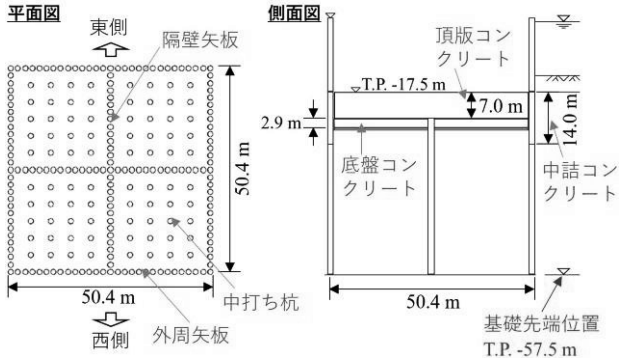


図-6　3P主塔基礎 構造一般図

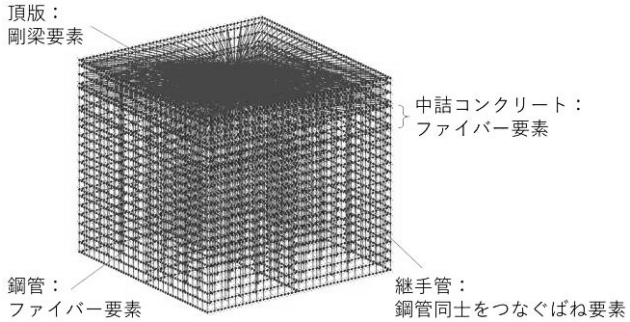


図-8　立体骨組モデル概要図

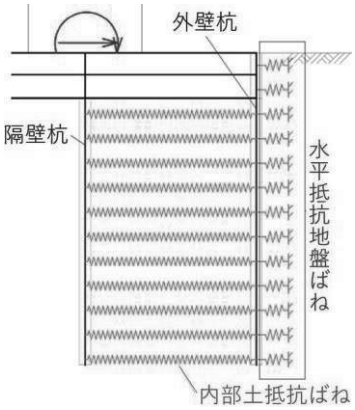


図-9　内部土のモデル化概念図

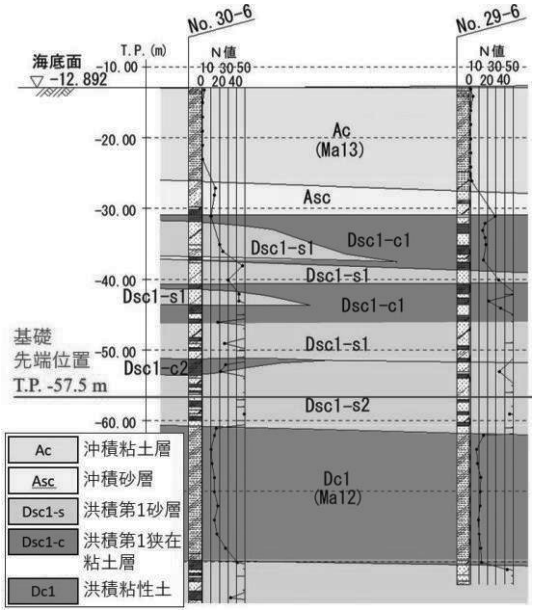


図-10　地層構成図

壁杭を相互作用バネで連結する（**図-9**）．内部土の地層構成は基礎外側の地層構成（**図-10**）と同様とし，内部土の相互作用バネ値も外側の地盤抵抗バネと同値とする．

4. 立体骨組解析による照査結果

Case1として，とう曲変位のみの影響による照査結果を，Case2として，とう曲変位と地震動の同時作用による照査結果を示す．

(1) とう曲変位のみの影響による照査結果

照査結果一覧を**表-2**に示す．立体骨組解析の結果のP-δ曲線を確認したところ，変位急増は発生していないため，基礎は降伏に至っていないことを確認した（**図-11**，Case1）．ここで，P-δ曲線の荷重倍率1とは3. **検討手法**の(1) **基礎モデルに入力する作用外力の検討**で算出した値を指し、これを基準に作用が医療を漸増させるプッシュオーバー解析を実施している．また，基礎天端回転変位も0.02 radを下回っており，設定した数値目標を下回ることを確認した．部材応答照査について，鋼管の応力度，中詰コンクリートのひずみ量，杭-頂版接合部のせん断力等の部材の応答を確認し，別途設定した制限値を超えないことを確認した．継手管の各方向変位量についても，試験で確認された強度限界を超えない結果であった．

(2) とう曲変位と地震動の同時作用による照査結果

せん断力，曲げモーメント，地盤変位の絶対値が最大のケースについて，照査結果一覧を**表-2**に示す．各ケースのP-δ曲線を確認したところ，Case2.(4)2P方向M-maxの応答塑性率が最も大きいが，荷重倍率1では変位急増は発生していないため，基礎は降伏に至っていないことが確認された（**図-11**，Case2および**図-12**）．また，基礎天端回転変位も0.02 radを下回っており，設定した数値目標を下回ることを確認した．

各ケースの部材応答照査についても確認し，別途設定した制限値を超えないことを確認した．最も鋼管の応力が大きいCase2.(6)2P方向δ-maxの降伏範囲図を**図-13**に示す．しかし， Case2. (1)， (6)の継手管の鉛直せん断ずれ量については実験にて確認された変位量を超える挙動が確認されたため，該当箇所の継手が耐力を失うものと仮定して，継手ばねを除外したモデルで再検討した．その結果，要求性能を満足する結果は変わらないことを確認した．さらに，継手ばねを除外していない範囲に，鉛直せん断方向の相対変位が新たに20 mmを超過する箇所が生じているが，超過する箇所は局所的であり，影響は限定的であると考えられ，基礎の全体挙動への影響は微小であるものと判断した（**図-14**）．

また，とう曲変位のみの影響による照査結果ととう曲変位のみの応答塑性率は，とう曲変位＋地震動のケースと比較すると20分の1未満であった．そのため，基礎の応答に対するとう曲変位の影響の大きさは地震動の影響と比較すると小さいといえることが分かった．

5. まとめ

本稿ではとう曲変位と地震動の同時作用が鋼管矢板基礎へ与える影響の検討結果を報告した．とう曲帯中央に位置する3P主塔基礎の応答照査の結果，基礎は最大耐力点を超えないことを確認した．

本稿では，継手管の鉛直せん断ずれ量が実験にて

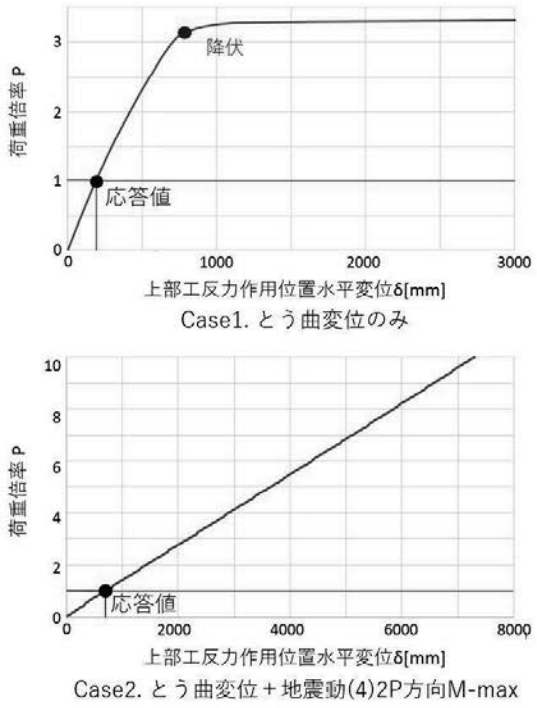


図-11　P-δ曲線

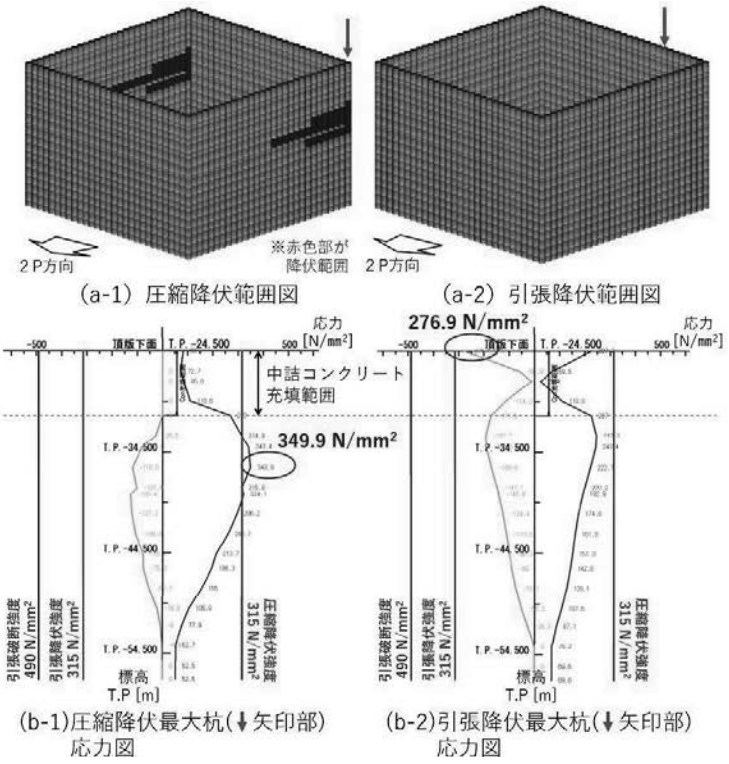


図-13　Case2. (6)2P方向δ-max 降伏範囲図

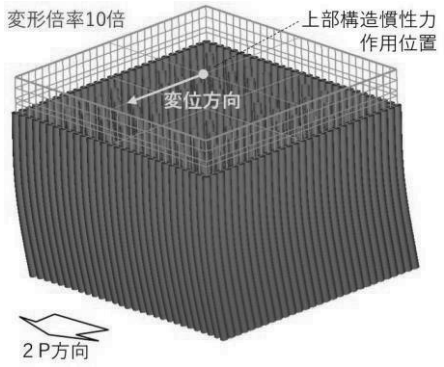


図-12　Case2. (6)2P方向δ-max 変形図

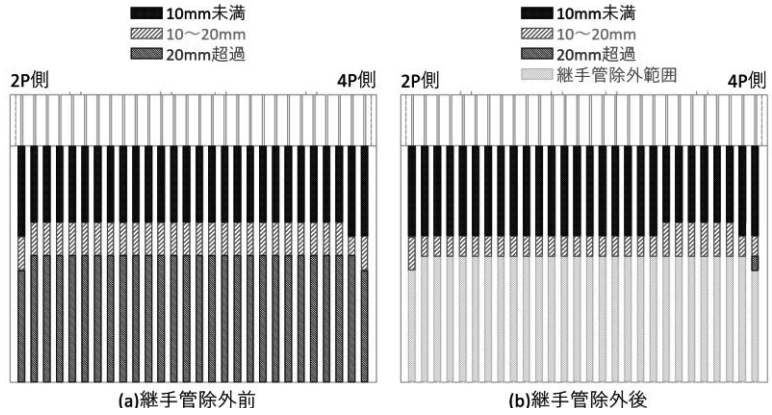


図-14　Case2. (6)2P方向δ-max 継手管鉛直せん断ずれ量

表-2　立体骨組解析を用いた 3P 主塔基礎の応答照査結果一覧

		Case1. とう曲変位のみ	Case2. とう曲変位＋地震動					備考
			(1)4P方向 S-max		(4)2P方向 M-max	(6)2P方向 δ-max		
		－	継手管除外前	継手管除外後	－	継手管除外前	継手管除外後	
基礎全体照査	応答塑性率[-]	1未満	1未満	1未満	0.26	1未満	1未満	制限値 4程度
	基礎天端回転変位[rad]	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	制限値 0.02程度
部材応答照査	杭体直応力（引張最大）[N/mm²]	44.1	434.4	391.0	87.1	276.9	347.3	制限値 490
	中詰コンクリートひずみ[-]	0.00154	0.00114	0.00088	0.00064	0.00066	0.00056	制限値 0.00925
	杭ー頂版接合部せん断力[kN]	6,834	14,948	13,268	14,538	12,360	10,445	制限値 17,420
部材応答確認(継手管変位量)	鉛直せん断変位量[mm]	1.5	33.6	29.5	2.7	37.2	23.7	強度限界20mmと仮定
	圧縮変形量[mm]	0.7	3.0	4.7	0.8	1.3	2.5	強度限界5mmと仮定
	引張変形量[mm]	1.2	3.9	14.8	3.0	6.3	9.9	強度限界24mmと仮定
	水平せん断変位量[mm]	2.7	8.6	9.6	6.5	11.0	5.5	強度限界20mmと仮定

※プッシュオーバー解析を実施した範囲で，P-δ曲線における変位急増点が確認されなかったケースは応答塑性率を1未満と表記
※制限値または強度限界を超えた箇所は下線表記

確認された変位量を超える場合，該当箇所の継手が耐力を失うと仮定して，継手ばねを除外したモデルで再検討した．しかし，実際の継手管を想定すると，継手管が嵌合した状態で鉛直方向にずれるため，実験にて確認されていない範囲において急激に耐力が失われることは無く，緩やかに耐力が低下すると考えられる点に留意が必要である．また，本検討では，鋼管矢板基礎の下方半分程度の継手管を除外しても，基礎全体の耐力が大きく低下しない結果が得られたが，これは直ちに鋼管矢板基礎の半分程度の継手管が不要であると示すものではない．継手管の打設時のガイドとしての役割や盤ぶくれやボイリングのリスクに対して必要な長さも併せて，継手の適切な長さを検討する必要がある．

今後の展望として，鋼管矢板基礎の立体骨組解析の精緻化が挙げられる．鋼管矢板井筒の内部土については十分な知見が無いため，解析的な検討だけでなく実験的な検討も併せて，基礎全体の挙動に対する内部土の影響を検証する必要がある．本稿では頂版を剛体としてモデル化しているため，頂版直下の杭体に応力が集中しやすい．そのため，頂版を弾性体としてモデル化する検討も必要と考えられる．加えて，継手の耐力低下に関して，継手バネのモデル化する等の検討を行い，本検討手法を更に向上させることを考えている．また，今回は設計の想定外の外力に対し，橋梁部材の一つとして基礎の安全性に着目して検討したが，橋梁全体の各部材の耐力の階層化等の検討を深め，計画コンセプトにより適合した橋梁の実現に取り組んでいく予定である．

謝辞：本検討にあたっては，大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会（委員長：城西大学藤野陽三上席特別教授）の委員の方々，並びに共同事業者である国土交通省の方々に貴重なご意見をいただいた．ここに記して感謝の意を表する．

参考文献

1) 横倉隆伸，山口和雄，加野直巳，宮崎光旗，井川 猛，太田陽一，川中卓，阿部進：神戸・芦屋周辺地域における反射法深部構造探査，地質調査所月報，第 49 巻，第 11 号，pp. 571-590，1998.
2) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
3) 公益社団法人 土木学会 地震工学委員会，耐震基準小委員会 断層変位 WG：耐震基準小委員会 断層変位 WG 研究成果報告書，2021.
4) 押田直之，月岡桂吾，川西智浩，日野篤志，室野剛隆，谷山尚：鉄道構造物基礎の影響を受ける縦ずれ断層変位に関する模型実験，構造工学論文集 A，Vol. 65A，pp. 154-163，2019.
5) 服部駿佑，杉山裕樹，佐藤彰紀，谷口惺，豊島 孝之，後閑勇：とう曲変位に対する鋼管矢板基礎の安全性検討手法の一提案，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム，2022.
6) Iai, Matsunaga, Kameoka :Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
7) 杉山裕樹，佐藤彰紀，岡上政史：計画コンセプトと新港・灘浜航路部の橋梁計画，阪神高速道路株式会社，技報第30号，pp. 32-39，2022.
8) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2017.
9) 中谷昌一，白戸真大：深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について，土木研究所資料，第 4030 号，2006
10) （社）鋼管杭・鋼矢板技術協会：縞鋼管高耐力継手の正負交番せん断試験，2016
11) 安積恭子，岡上政史，杉山裕樹，井上直人，北田奈緒子：大阪湾岸道路西伸部の橋梁設計において考慮する断層変位量の検討，土木学会第76 回年次学術講演会，2021.
12) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：大阪湾断層帯の評価，2005.
13) （社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2018.
14) 森田年一，井合進，劉漢龍，一井康二，佐藤 幸博：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法，港湾技研資料，No.869，1997