斜π橋の地震応答に及ぼす斜材背面地盤条件の 影響に関する遠心模型実験

樋口 俊一1・武田 篤史1・西谷 朋晃2・長谷 俊彦2

¹正会員 株式会社大林組技術本部技術研究所構造技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640) E-mail: higuchi.shunichi@obayashi.co.jp

2正会員 株式会社高速道路総合技術研究所道路研究部橋梁研究室(〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1)

本研究では、PC 斜 π 橋について橋梁-斜材背面地盤全体模型による遠心模型振動実験を実施し、主に 地震時の地盤と斜材の相互作用に着目して、斜 π 橋の地震時応答の特徴を把握した.

実験結果の分析により、(1) 斜 π 橋の地震時挙動は地山に影響を受け、下部構造のみで支持し斜材背面 にばねを考慮しない現行の設計モデルとは大きく挙動が異なること、(2) 斜材背面地盤をばねモデルとし たフレーム解析で地震時の斜材背面部の荷重分布の特徴を再現できること、(3) 斜材背面地盤ばねの剛性 や降伏耐力の適切な評価が重要であること、がわかった.

Key Words: Prestressed concrete frame bridge with diagonal members, centrifuge, seismic response

1. はじめに

高速道路などで跨道橋として多く用いられている斜材 付き π 型ラーメン橋(以下, 斜 π 橋とする)は、一般に、 2 基の下部構造のみで支持される構造として設計される ¹が、現実には地震時に斜材背面などの地盤抵抗が発揮 されると考えられる.筆者らが実施した斜材背面地盤等 を考慮した静的フレーム解析では、地盤抵抗の影響を考 慮することで耐力や剛性は大きくなること、斜材背面で は上下端に地盤反力が発生する一方、斜材中央部では地 盤反力を受けてない場合があり、その結果変形モードが 変わること、が明らかとなった².しかしながら、地震 時の動的応答において、斜材背面地盤の非線形性が斜 π 橋の耐力や終局挙動に及ぼす影響については未解明であ り、設計的にこれを考慮するには、斜材背面ばねの合理 的な設定方法についての検討が必要である.

以上を背景として、本研究では橋梁-斜材背面地盤全 体系による遠心模型実験を実施し、主に地震時の地盤と 斜材の相互作用に着目して、斜π橋の地震時応答の特徴 を把握した.

2. 実験概要

本研究では検討対象として橋長約 50m の変形 PC 斜 π

橋 ³をプロトタイプとし、図-1 に示す橋梁全体模型を設定した.なお、実橋梁では側径間長が多少異なるとともに橋軸方向に勾配があるが、モデル化においては単純化のため対称形とし、勾配なしとした.模型縮尺を s=1/50とし、遠心重力 50gにおける振動実験とした.表-1 に実験ケースの概要を示す.

(1) 実験模型

縮尺 1/50 とした模型の主な特徴は以下の通りである. ・橋梁模型はアルミブロックから削り出しで作製した弾 性模型とした.機械加工可能な寸法から各橋台部と桁中 央径間を3分割で製作し,溶接して一体化した.材質の 違い(コンクリート⇒アルミ)は部材厚で調整した.

・断面は曲げ剛性を等価となるように設計した.

・垂直材ヒンジ部は、曲げ剛性が一般部の 5%以下となるように断面高さを減じて模擬した(写真-1).

・基礎形式は直接基礎であるが、境界条件の明確化のためフーチングは土槽底板に固定した.

 ・地山は軟岩相当のソイルセメント(目標強度 qu=1MN/m²)で模擬した.

・斜材裏込は切土を想定した地山ケース(ケース 1)と, 埋土を想定した埋戻土ケース(ケース 2)とした. 埋戻 土には砂質土を用い,遠心載荷場で水分保持が可能であ る含水比 7%に調整して締固め度 95%を管理値として締



図-1 遠心実験模型の概要(裏込・埋戻土の場合)



(a)模型全景



(b)橋台部拡大(斜材および垂直材)

写真-1 斜π橋模型(s=1/50)

め固めた.

・模型地盤の奥行き 400mm に対して橋梁模型が奥行き 150mm であるため、斜材側方の法面が加振時に崩壊し て裏込土が流出しないように、法面一般部にはアクリル 製垂れ壁を設置した.

なお,以降橋梁各部の説明には図-1中に示した名称を 用いる.

(2) 加振方法

遠心重力 50gを載荷後,振動数 50Hz の正弦波(図-2(a), 実物換算 1Hz)を段階的に振幅レベルを増大させて加振 実験を実施した.加振手順は正弦波 150m/s²まで加振の 後,時間軸を 1/50 に調整した地震波⁴(図-2(b))による 最大加速度振幅 150m/s²の加振を挟み,一旦遠心重力を 開放して裏込地盤の損傷を修復して遠心重力を再載荷の 後,正弦波 300m/s² での加振を実施した.表-2 に加振方 法の概要を整理して示す.

(3) データ計測および整理

実験では桁および地盤の加速度,橋梁斜材裏込部の土 圧および橋梁(桁,斜材および垂直材)のひずみを,サ ンプリング時間0.5ms(1/2,000s)で計測した.

加速度時刻歴データを分析した結果,桁の鉛直振動の 影響が卓越することが判明した.これは,桁の固有振動 数が加振波の振動数(50Hz)の整数倍に近い特性を有

表-1 裏込地盤条件とケース

	1	2
裏込土	地山 (ソイルセ メント)	埋戻土 (砂質十)

表-2 加振方法の概要

	正弦波	地震波
加速度 (m/s ²)	100, 150, 300(*2)	300

(*2):2回目の遠心載荷で加振



(a) 正弦波(振幅を 1cm/s²に基準化)



図-2 入力地震動加速度時刻歴(実物換算値)

していたからである.図-3に桁上面で計測した加速度記録のフーリエスペクトルを示すが,鉛直成分(A-BCV)において150Hzが卓越し,水平成分(A-BC1)にも影響が見られた.この影響を除去するため,加速度,土圧,ひずみデータのフィルター処理(60Hz以上をカットするローパスフィルター)を実施した.

(4) 遠心載荷による斜π橋の挙動

図-4 に遠心載荷過程において橋梁模型(ケース1:裏 込・地山)で計測された発生断面力,桁端土圧および変 形モード(計測は左側のみ.右側は折り返し)を示す.

遠心載荷にともなう自重の増加により桁が撓むととも に、桁端に土圧が作用し軸圧縮が生じる.このため初期 状態として桁には圧縮力が、斜材には引張力が、垂直材 には圧縮力が生じている.また、桁端部土圧はケース2 ではケース1よりも小さかったが、これは裏込土の剛性 の差に起因するものと考えられる.

3. 斜π橋の地震時挙動

(1) データ分析

橋梁-地盤連成系の地震時挙動を把握するため,桁の 応答震度(慣性力)と桁・地盤の相対変位の関係を整理 する.

a) 桁の応答震度

桁の応答震度は次式で定義した.

応答震度 $k_g=$ 桁加速度 α (A-BC1)×-1 (慣性力) ÷50g (50×9.80665m/s²)

b) 桁・地盤の相対変位

相互作用を評価するための相対変位&は、桁と裏込土の相対変位と定義した.これは、後述する解析モデルとの比較において、相互作用を評価する地盤ばねが斜材に取り付けられること、4 章以降では斜材背面土圧の特徴を評価するからである.

桁・地盤の相対変位は各位置での加速度計測値(桁: A-BC1, 裏込地盤: A-BNS)を数値積分し,差し引いて 求めた.変位の数値積分においては各加速度データにバ ンドパスフィルター(35Hz~60Hz:実物換算 0.7Hz~ 1.2Hz)を適用した.

桁・地盤の相対変位&(*t*)=D_ABCI(*t*)-D_ABNS(*t*) ここに,

$$D_i(\mathbf{t}) = \iint \alpha_i(\mathbf{t}) dt$$

Di(t):積分変位(m)

α_i(t):計測加速度(m/s²)

(*i*は桁:A-BC1,地盤:A-BNS)

である.





図-4 遠心載荷による斜π橋模型の発生断面力の向き, 桁端土圧の向きおよび桁の変形モード







(a) ケース1(裏込:地山) (b) ケース2(裏込:埋戻土) 図-6 桁の応答震度 kg と桁・地盤の相対変位&関係 (変位 50倍:実物換算値)

(2) 応答震度 kg と桁・地盤の相対変位 δg の関係

上記により求めた桁の応答震度kgと桁・地盤の相対変 位&それぞれの時刻歴から5サイクル目の履歴ループを 抽出してプロットした一例(ケース2:100m/s²加振およ び300m/s²加振)を図-5に示す.図中の赤線は応答震度 と相対変位の極大・極小値を抽出(右図中にそれぞれ max, min で表示)し,結んだ傾き(等価剛性)である. 図-6は応答震度および相対変位の極大・極小値の交点を プロットした,桁の応答震度 kgと桁一地盤の相対変位& 関係(変位 50 倍:実物換算値)である.これらの整理 より,裏込が地山のケース1は裏込が埋戻土であるケー ス2よりも剛性が大きく,橋梁一地盤連成系の地震時挙 動は地山の剛性に影響を受けることが確認できる.

(3) フレーム解析との比較

上記の傾向は筆者らが実施した斜材背面地盤等を考慮 した静的フレーム解析で既に示されていたものである³. そこで、実験結果とフレーム解析結果を比較し、斜π橋 斜材裏込土のモデル化の考え方を検討する.比較対象と したフレーム解析は、本研究で検討対象のプロトタイプ として設定した、1983年完成の橋長 50.3m,幅員 5.4mの PC変形斜π橋³である.解析ではフーチング底面のみ地 盤抵抗を地盤ばねとして考慮したケースと、フーチング 前背面、橋脚前背面、斜材背面の地盤抵抗を地盤ばねと して加えたケースを検討している.図-7に実験と解析に よる応答震度-桁・地盤相対変位関係(解析では水平震 度-水平変位関係)を比較した.ここで、実験変位は実 物換算(50倍)して示す.

実験では解析と比較して大きな震度までの結果が得られていないが、実験結果は裏込土が地山(ケース 1)の場合には、地盤ばねが大きく(N=30)かつ降伏しない(地盤反力度上限値なし)モデルでの解析結果に近い挙動を示し、裏込土が埋戻土(ケース 2)の場合には地盤ばねが小さく(N=15)かつ降伏する(地盤反力度上限値あり)モデルでの解析結果と整合するような応答震度 -桁・地盤相対変位関係が見られる.また、いずれのケースでも下部構造のみで支持し、斜材背面にばねを考慮しない現行の設計モデルとは挙動が異なることがわかった.このことは、静的フレーム解析において斜材背面ばねを考慮することを示唆しているが、本検討の範囲ではばねのモデル化や定数設定方法の具体化について課題が残る.

4. 斜材背面地震時土圧の特徴

地震時の斜材と裏込土の相互作用に着目することから, 斜材背面に作用する土圧を整理し,分析する.なお,計 測センサーは全て模型左岸橋台に配置されているため, 以降の斜材および裏込土,および変位の方向性に関する 記述は模型左岸に対するものである.

(1) 裏込地山ケース

図-8 にケース 1,加速度 150 m/s² 加振(実物 3m/s²相当) および同 300 m/s²加振(実物 6m/s²相当)における代表的





(ケース1;裏込・地山:150m/s²および300m/s²加振)

な位置での左岸斜材背面での地震時土圧時刻歴と桁の加 速度時刻歴を示す.ここで地震時土圧(以降,「土圧」 とする)とは、初期土圧をゼロとした動土圧として整理 することとした.また土圧の符号は圧縮を正(+),加 速度は紙面右向きを正(+)とした.図中のセンサー番 号と位置は後述する図-9を参照されたい.

裏込が地山の場合には、いずれの加振レベルにおいて も桁端部 E-B1 での土圧が卓越する. 裏込が地山の場合 には遠心重力載荷時に桁端部に大きな初期土圧が発生す るため、地震時土圧の振幅は正負とも比較的大きくなる. 土圧の振幅は正(+)が大きいが、これは桁が地盤を押 す(加速度+:桁変位は紙面左向き)場合には地盤が抵 抗するのに対し、桁が地盤から離れる(桁変位は紙面右 向き)場合には物理的に離隔が生じるため、初期土圧以 上の振幅が生じ得ないからである.また,150 m/s² 加振 では土圧振幅は一定であるが, 300 m/s² 加振では t=0.35s 以降において土圧振幅がやや減少することから、桁と地 盤の衝突により桁端部地盤に損傷が生じ始めている傾向 がうかがえる.ただし、その程度は後述する裏込が埋戻 土のケース2と比較して軽微なものと考えられる.これ に対して斜材背面中間部 E-B4 および橋脚部 E-B8 での土 圧振幅は小さいが、これは初期土圧が小さく、かつ加振 中も斜材と地盤の相互作用が小さいことを示唆している. 初期十圧が小さい理由は遠心載荷に伴う裏込土の変形が ほとんど生じないからである.また、斜材部が軸部材と して荷重を負担し、曲げ変形が小さいことにより、地盤 との相互作用も小さいと考えられる. 橋脚部 E-B8 の土 圧応答については、150 m/s² 加振では明確ではないが、 300 m/s²加振ではその振幅が桁端部 E-B1 と逆位相で出現 することがわかる. これについては前述したフレーム解 析での検討において、橋脚部材が比較的長い斜π橋の変 形モードは、桁が谷方向(地山から離れる方向)に変位 する場合に橋脚部に逆曲げが発生し、橋脚頂部が地山方 向に変位することが示されていることから、この要因は、 橋脚部の地山方向への変形(橋脚部が裏込土を押す)に 起因すると推察できる.

図-9にケース 1, 裏込・地山の場合の加振 5 サイクル 目・正負ピーク時刻での左岸斜材背面土圧分布を示す. ここで5 サイクル目とした理由は,図-8の加速度時刻歴 で確認できるとおり,桁の加速度振幅がほぼ定常となる からである.一方,土圧と加速度の時刻歴の極大値につ いては位相差があるため,ここでは桁加速度振幅が極大 値となる時刻を参照時刻としてデータ抽出した.300 m/s²加振でのE-B3は欠測である.図中プロットの着色は 桁の移動方向(茶;右向き,青;左向き)と対応する.

土圧時刻歴での考察のとおり、桁端部 E-B1 の土圧が 卓越し、斜材背面部 E-B2~E-B7 での土圧分担は E-B4 と 同様に小さいが、これと同様に桁端地盤が損傷せず裏込



図-9 5サイクル目の左岸斜材背面土圧分布 (ケース1;裏込・地山:150m/s²および300m/s²加振)



図-10 左岸斜材背面の地震時土圧時刻歴 (ケース2;裏込・埋戻土:150m/s²および300m/s²加振)



図-11 5サイクル目の左岸斜材背面土圧分布 (ケース2;裏込・埋戻土:150m/s²および300m/s²加振)

方向に変形しにくい条件での解析的検討 2の結果と整合 する. 300 m/s² 加振では橋脚部 E-B8~E-B9 区間で桁端部 E-B1 と逆位相の土圧分布が見られ,橋梁全体系の変形 モードの影響が現れている.

(2) 裏込埋戻土ケース

図-10 にケース 2, 裏込・埋戻土の場合の加速度 150 m/s²加振および同 300 m/s²加振における左岸斜材背面代 表位置の地震時土圧の時刻歴を示す.

桁端部 E-B1 と橋脚部 E-B8 では加振開始直後から土圧 が変動し始めるのに対し、斜材中間部 E-B4 はやや遅れ て変動し始め、振幅も小さい. 300 m/s² 加振, E-B1 は t=0.25s 付近からは振幅が減少するとともに、150 m/s²加 振と比較すると4サイクル目付近から位相のずれが見ら れる. E-B1, E-B4 では土圧振幅が非対称となるが、こ れらの部位では初期土圧が小さく、桁と地盤が離れる方 向(茶)では実際に離隔が生じ、初期土圧以上の振幅と はならないからである.一方, E-B8 では初期土圧が大 きく,桁と地盤が離れるような状況は生じないため,正 負の土圧振幅が生じる.

図-11 に図-9 と同じ要領で抽出したケース 2, 裏込・ 埋戻土の場合の加振5サイクル目・正負ピーク時刻での 左岸斜材背面十圧分布を示す.

150 m/s²加振では桁が左向き(青)に移動した時刻に 桁端部の土圧 E-B1 が正で卓越するとともに、橋脚部 E-B8~E-B9区間では土圧が負(土と斜材が離れる方向) となる.一方,桁が右向き(茶)に変位する場合にはE-B1~E-B6 はほぼゼロとなり、E-B8~E-B9 は正の土圧と なることがわかる. 桁端部 E-B1 で は桁の裏込(左)方 向への変位によって土圧が生じるが、斜材背面部 E-B2 ~E-B7 ではその変動量が小さい. この理由は桁変位に よる荷重分担は桁端が卓越するとともに、斜材背面では 初期土圧が小さく、斜材の変位量も小さいため地震時の 変動土圧が小さくなると考えられる. これに対して比較 的深度の大きな橋脚部 E-B8~E-B9 では土圧変動が大き いが、その方向性は桁変位(桁端部十圧)と逆位相とな り、桁右向き変位時に正の土圧が生じている、これはケ ース1と同様に斜π橋の変形モードに起因するものと考 えられるが、埋戻土からの初期土圧が大きく、土圧の変 動量も大きい. ただし, 橋脚部材の長さによっては裏込 地盤が橋脚部を押すモードとなる場合もあるため、橋脚 部の荷重発生のメカニズムには留意が必要である.

加振加速度の大きな 300 m/s² 加振においては桁端部 E-B1の十圧が小さく、斜材背面上部の E-B2~E-B4 区間で 正の土圧が生じている. これについて図-10の土圧時刻 歴を確認すると、ここで評価した5サイクル目より前の 3サイクル目に桁端部 E-B1 で最大十圧が発生し、桁端部 地盤が損傷するためと考えられる. このことと, 先に述 べた土圧時刻歴の位相ずれは整合する.また、3 サイク ル目の最大土圧は 150 m/s²加振の 5 サイクル目とほぼ同 等である.一方,桁端部 E-B1 の土圧分担が減少するこ とにより斜材背面土圧分担が変動し、E-B4 で見られる ように斜材部の土圧分担が増加するものと考えられる. 橋脚部 E-B8~E-B9 では土圧変動の傾向は 150 m/s²加振と 同様であるが、加速度の増大に従って大きくなる.

(3) 斜材背面地盤のモデル化に関する考察

以上に示した実験結果の分析から、斜π橋斜材背面地 震時土圧の特徴として以下が整理できる.

a) 桁端部

 ・桁端部では斜材部よりも大きな地震時土圧が発生し、 荷重分担が大きい. 裏込地山ケースでは裏込埋戻土ケー スよりも大きな地震時土圧が発生した.

・裏込埋戻土ケースでは桁端地盤の損傷により地震時発 生土圧に上限が見られた.

b) 斜材背面部

・加振加速度の大きさに係わらず、斜材背面部での発生 土圧は小さかった.

 ・斜材背面部では初期土圧が小さく、斜材と地盤が離れ る方向では地盤と斜材に離隔が生じるため、非対称の土 圧振幅が発生した.

・裏込埋戻土ケースでは桁端地盤の損傷後に斜材背面部 に荷重分担が移行し、地震時土圧が増大する場合がある. c) 橋脚部

・橋脚部には比較的大きな初期土圧作用しているため, 地震時土圧も比較的大きい.

・橋脚部では橋梁全体系の変形モードの影響で、土圧変 動が桁変位(桁端部土圧)と逆位相となる場合がある.

上述した斜材背面部の荷重分布の特徴は、図-12 に示 す静的フレーム解析による荷重分布 ³と整合しており,



図-12 静的フレーム解析での斜材背面の荷重分布²⁾ (裏込・地山N=30相当,地盤ばね上限値なし)

斜π橋の地震時挙動の再現において、検討モデルの考え 方の妥当性が示された.一方、斜材裏込が埋戻土の場合 には、地盤ばねの剛性や降伏耐力の適切な評価が重要で あることが実験的に確かめられた.

図-13に桁端部 E-B1 での地震時土圧応答に上限が見ら れたケース 2, 裏込・埋戻土の場合の各加振での出現時 刻を無視した斜材背面での最大土圧分布を整理した.ま た,図中には地盤の深さと埋戻土(砂質土)の土質定数 (ϕ =40°, γ =17.2kN/m³)から算定した受動土圧強度 P_p (受動土圧係数 K_p=4.60)を緑の点線で示した.これよ り桁端部での最大土圧が 150m/s²加振と 300m/s²加振でほ ぼ同等であり,かつ受動土圧強度 P_p(=40kN/m²)の2倍 程度であることがわかった.なお,李ら⁵1は構造部材や 斜材背面土の非線形性を考慮した実地震波を用いた斜 π 橋の動的フレーム解析により,斜材背面土の降伏に伴っ て斜材および桁の変形拘束が低下し,地震時の橋の健全 度が低下することを指摘している.

5. 地震波加振における斜材背面土圧応答

低振動数(実物換算 1Hz)の正弦波加振は静的フレー ム解析の載荷条件を模擬しているのに対し,実地震では 複雑な位相の波の組み合わせとなる.そこで,ここでは 実地震波加振での斜材背面土圧応答を分析する.

(1) 地震波加振時の土圧応答の特徴

図-14 にケース 2, 裏込・埋戻土の場合の地震波・加速度 150 m/s² (実物換算 3m/s²)加振における左岸斜材背面代表位置の地震時土圧および桁加速度の時刻歴を示す. この整理では、加速度、土圧とも 500Hz のローパスフィルターを適用した.

地震波加振では、桁の最大加速度は 500m/s² (実物換算 10m/s²) 程度であり、正弦波加振よりも大きな応答震度 (水平震度 k=1.0 相当) を示した.これは、橋梁一斜材背面地盤の相互作用系が入力地震波に応答し易い振動特性を有するためである.

地震時の土圧応答については正弦波加振の場合と同様 に、桁端部 E-B1と橋脚部 E-B8 では加振開始直後から変 動し始めるのに対し、斜材部 E-B2 および E-B4 はやや遅 れて変動し始める. これらはいずれも圧縮側に大きな応 答を示している. 桁端部 E-B1 の振幅は数回の極大値を 示した後 $\pm 0.25s$ 付近で減少するが、桁加速度は減少して いないことから E-B1 付近での地盤の損傷がうかがえる. 一方、この極大値は正弦波加振で示された極大値よりも さらに大きく、受動土圧強度 P_pを超える. この理由は明 確ではないが、橋梁模型桁表面から突出している土圧計 への応力集中による計測誤差や、桁と裏込地盤の応答の 位相ずれによる慣性力の作用が要因になるものと考えら





れる. このことについては(2)で追加して考察する. 斜 材部 E-B2 では桁端部 E-B1 の振幅が減少するのに伴って 増大し始め,桁端部地盤の損傷に伴い荷重分担領域が移 行することが示唆される. E-B2 の最大値は t=0.28s 付近 で出現し,その大きさは受動土圧強度 P_p相当となった. 橋脚部 E-B8 では加振開始直後から土圧が変動し始め, 桁の加速度時刻歴と整合的な応答が見らる.一方,桁加 速度と土圧の位相の関係(桁加速度-:桁変位右向き, 土圧+)には,正弦波加振と同様に橋脚の変形モードと 整合的な挙動が見られる.

(2) 桁端部付近の荷重分担機構

桁端部付近での斜材背面土圧分布と荷重分担について, 時刻歴における位相との関係性を明らかにするために, 桁端部 E-B1 および斜材上部 E-B2 それぞれにおいて極大 土圧が発生した時刻を抽出し,その時間断面での斜材背 面土圧分布を整理した.ここで E-B1 が極大値を示す時 刻は t=0.2206s, E-B2 のそれは t=0.2774s を抽出した.

図-15に結果を比較して示す.桁端部 E-B1 が極大値を 示す時刻(橙)で整理すると,斜材部 E-B2 の土圧はほ ぼゼロであり,斜材部 E-B2 が極大値を示す時刻(紫) の整理では桁端部土圧 E-B1 がほぼゼロである.また, いずれの時刻でもそれ以深の土圧は受動土圧強度に対し て小さい.斜材と地盤の相互作用の観点から,相互に伝 達される荷重(総せん断力)が土圧の包絡線(赤の三角 形)で囲まれる面積と考えれば E-B1~E-B2 の範囲にお いて両者は同等と見なせる.したがって E-B1 に見られ る局所的に受動土圧強度を超える極大値の発生要因は, 領域として評価したときに地盤の損傷度が限定的であっ たからと考えられる.

6. 結論

橋長約 50m の変形 PC 斜π橋をプロトタイプとした橋 梁全体模型による遠心模型振動実験を実施し、主に地震 時の地盤と斜材の相互作用に着目して、斜π橋の地震時 応答の特徴を分析した.結論を以下に示す.

・実験結果と過去に実施した静的フレーム解析結果の水 平震度-水平変位関係との比較より、斜π橋の地震時挙 動は地山に影響を受け、下部構造のみで支持し、斜材背 面にばねを考慮しない現行の設計モデルとは挙動が異な ることがわかった.

・実験結果と斜材背面ばねを考慮した静的フレーム解析 結果の整合性から、斜材背面ばねを考慮することでより 合理的な耐震設計が可能となることが示唆された.一方、 本検討の範囲ではばねのモデル化や定数設定方法の具体 化について課題が残る.

・斜π橋斜材背面地震時土圧の特徴として,①桁端部で は斜材部よりも大きな地震時土圧が発生すること,②斜 材背面部での発生土圧は小さいこと,③橋脚部には比較 的大きな初期土圧作用しているため地震時土圧も比較的 大きいこと,がわかった.

・斜π橋斜材背面地震時土圧は裏込土の剛性に影響を受け、①地盤剛性の大きな裏込地山ケースでは桁端部に大



(a) 桁端部 E-B1 が極大値を示す時刻(t=0.2206s)



図-15 地震波加振時の左岸斜材背面土圧分布 (ケース2;裏込・埋戻土)

きな地震時土圧が発生すること、②裏込埋戻土ケースで は桁端地盤の損傷後に斜材背面部に荷重分担が移行し、 地震時土圧が増大する場合があること、がわかった. ・斜材背面部の荷重分布の特徴は、過去に実施した静的 フレーム解析による荷重分布と整合しており、斜π橋の 地震時挙動の再現において、斜材背面地盤のモデル化が

必要なことが示された. ・前述した荷重分担領域の範囲やその移行の影響も含め

で、斜材背面地盤ばねの合理的な剛性や降伏耐力の評価 が重要であると考えられる.

参考文献

- 東・中・西日本高速道路(株):設計要領 第二集 橋梁 建設編, 2016.8.
- 中村 泰,武田篤史,稲荷優太郎:斜材付きπ型ラーメン橋の耐震性能における斜材背面抵抗の影響,I-392,第73回土木学会年次学術講演会,2018.
- 3) 堺 淳一, 運上茂樹: H16 年新潟県中越地震におけ

回土木学会年次学術講演会, 2014.

る斜材付 π型 PC ラーメン橋の損傷分析,土木技術 資料, 49-8, pp.22-pp.27, 2007.

- (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,平成24年.
- 5) 李 首一,緒方辰男,桑原英明,伊川嘉昭:斜材付 き π型ラーメン橋の耐震性能の検討, I-291,第69

EFFECT OF BACKFILL SOIL CONDITIONS ON SEISMIC RESPONSES OF PRESTRESSED CONCRETE FRAME BRIDGE WITH DIAGONAL MEMBERS

Shunichi HIGUCHI, Atsushi TAKEDA, Tomoaki NISHITANI and Toshihiko NAGATANI

Backfill conditions of diagonal members is not taken into consideration on seismic design of prestressed concrete frame bridge with diagonal members (FBwD, here after). To clarify its effects on seismic responses, centrifuge experiments, focused on soil-structure interaction between a diagonal member and its backfill during earthquake, were conducted.

Followings are outcomes of experiments. (1) Seismic responses of FBwD are different from its general design model, which exclude effects of backfill of diagonal members. (2) Effect of backfill can be considered in frame analyses with adopting soil-structure interaction springs installed on diagonal members. (3) For suitable estimation of seismic response of FBwD, evaluation of nonlinear characteristics of backfill soil springs are important.