

動的遠心模型実験による構造の異なる橋台背面アプローチ部の地震時挙動の評価

岡崎貴斎・宮原 史・七澤利明

1. はじめに

道路橋の橋台背面アプローチ部（以下、「アプローチ部」という。）には、荷重軽減や用地制約への対応等の観点から通常の盛土以外の新技術が用いられる場合がある。道路橋示方書IV下部構造編り（以下「道示IV」という。）では、アプローチ部から橋台への作用（土圧の大きさ等）が明らかであることが求められている。通常の盛土を用いる場合は、道示の規定に従うことで橋としての性能が確保されるが、それ以外の構造を用いる場合は、「設計で考慮する各状況、荷重の大きさや分布、構造特性、基礎地盤の条件、アプローチ部背面側の盛土の条件等を踏まえたうえで、実験等により検証して明らかにした橋台への作用等を設計で考慮する必要がある。」とされており、橋台への作用等を個別に検証する必要がある。また、橋台への作用以外の条件も含め、アプローチ部の構造の性能検証方法は確立されていない。

そこで国土技術政策総合研究所では、新技術導入促進のため、アプローチ部に通常の盛土構造以外の構造を用いる場合の橋台への作用の明確化と、性能検証項目や標準的な試験方法の確立に向けた検討を行っている。

本稿では、その検討の一環として、アプローチ部に補強土壁を有する盛土（以下「補強土壁」という。）を用いた場合の地震時の挙動とそのメカニズムについて、通常の盛土を用いた場合との比較により評価するために行った動的遠心模型実験の結果を報告する。

2. 実験の概要

アプローチ部に通常の盛土を構築した場合と補強土壁を構築した場合それぞれの縮尺1/50倍の模型を構築し、(国研) 土木研究所の大型動的遠心力載荷実験装置により動的遠心模型実験を実施し

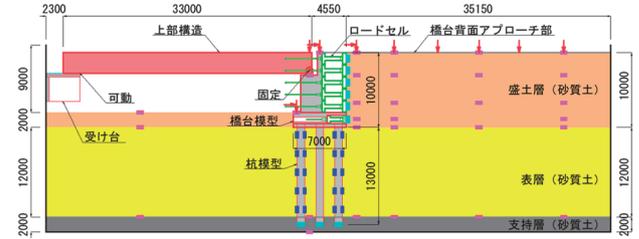
た(表-1)。動的遠心模型実験は、構造物模型に縮尺に応じた遠心力を作用させて実大相当の重力場を模擬し、動的な地震波を入力することで構造物の地震時挙動を再現する実験である。なお、表層地盤を粘性土地盤とした条件及び背面盛土の有無が橋台の挙動に与える影響を把握するため、背面盛土を構築しない条件での実験も実施している。

表-1 実験ケース

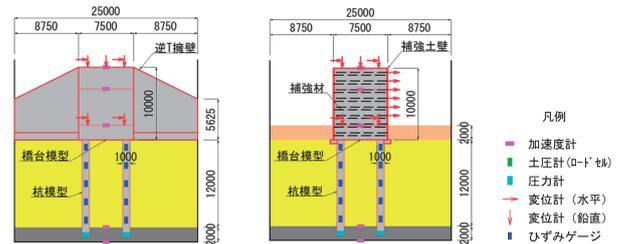
実験ケース	構造条件	
	背面構造	表層地盤
ケース1	通常の盛土	砂質土地盤
ケース2	補強土壁	

2.1 実験模型

土槽内に、過去の実験²⁾を参考に設計した杭基礎形式の逆T式橋台、アプローチ部、上部構造及び上部構造の支点を想定した受け台を設置した。上部構造の支持条件は橋台側を固定、受け台側を可動とした(図-1(a))。



(a)側面図 (ケース1)



(b)断面図(ケース1) (c)断面図(ケース2)

図-1 遠心模型及び計測器配置 (単位: mm)



(a)ケース1

(b)ケース2

写真-1 模型写真

通常の盛土には、橋台側面に崩壊した盛土材が侵入しないように逆T擁壁による土留め壁を設置した(図-1(b)、写真-1(a))。補強土壁の補強材は、道路盛土でよく用いられるジオテキスタイルと同等の引張剛性を有する網目状の樹脂シートを選定した(図-1(c))。地盤は、基盤上に砂質土が堆積する平地部を想定した。支持層、表層、盛土層の3層構造とし、支持層は砂質土を用いて十分に突き固めた。盛土層は、道路盛土における標準的な管理基準値を満足するよう締固めた。図-1(a)に示すように、橋台背面のフーチング上部には土圧計測用にロードセルを配置している。土中には加速度計、圧力計、ひずみゲージを配置し、模型周辺には変位計を配置している。

以降、各計測値は実物大に換算した値で示す。加速度と変位は橋台前面方向を正とする。

2.2 実験で使用する地震波形

道路橋示方書V耐震設計編³⁾(以下「道示V」という。)に規定されるレベル1地震動(加速度波形1-I)(以下「L1地震動」という。)とレベル2地震動(加速度波形2-II-I-1)(以下「L2地震動」という。)を基盤面に引き戻した基盤波を土槽底面に入力した。さらに、設計において考慮する地震動の規模を超える地震動が作用した場合の挙動を把握することを目的に、振幅を300gal及び400galに調整したsin波を入力した。sin波の周波数は、橋台及び背面盛土の振動しやすい周期の波を確実に入力するため、6Hzから1Hzに滑らかに変化させた。

3. 橋台及び背面盛土の地震時挙動

背面盛土に補強土壁を用いた場合の橋台への作用の大きさのみならず、メカニズムを把握するため、ここでは橋台に作用する土圧と併せて、橋台と背面盛土それぞれのフーリエスペクトル比(土槽入力加速度に対する構造物天端応答加速度の比)、橋台と背面盛土の加速度、変位の位相にも

着目して、これらを総合的に考察することとした。

3.1 橋台及び背面盛土の振動特性と土圧

(1)L1地震動入力時

図-2にL1地震動を作用させたときの橋台及び背面盛土のフーリエスペクトル比を示す。いずれのケースも、橋台と背面盛土の固有周期のピークは0.3sに現れており、橋台と背面盛土が概ね一体として挙動していると捉えることができる。橋台単独で加振した場合のピークが0.2sであることから、橋台が背面盛土に同調して挙動したと推察される。

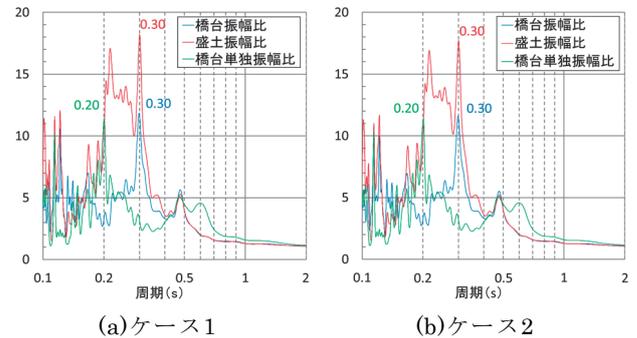


図-2 L1地震動におけるフーリエスペクトル比

図-3に、ケース2において橋台に作用する土圧合力が最大となった時刻付近における各種応答値を示す。加速度から算出した変位に着目すると、図-4に示すように、橋台と背面盛土がいずれも前方に変位したタイミングで土圧合力が最大になったことが確認できる。しかし、このようなメカニズムの蓋然性を確認するため、土圧合力の大きさが上位2~5位となる時刻にも着目したところ、土圧発生時の挙動は必ずしも同じではないことが分かった。このことは、通常の盛土を構築したケース1も同様であった。

図-5に土圧合力の大きさ上位5位までの土圧分布及び土圧合力の比較を示す。図-5(a)(b)に示すように、補強土壁と通常の盛土で分布形状に大きな差はない。また、図-5(c)に示すように、土圧合力は補強土壁の場合は通常の盛土の場合よりも1~2割程度小さかった。

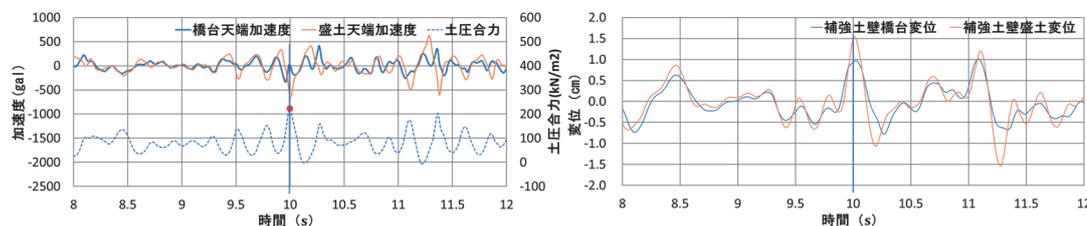


図-3 土圧合力の最大時の挙動(ケース2)

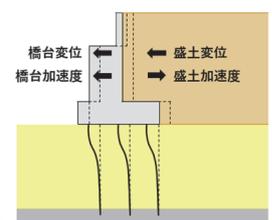
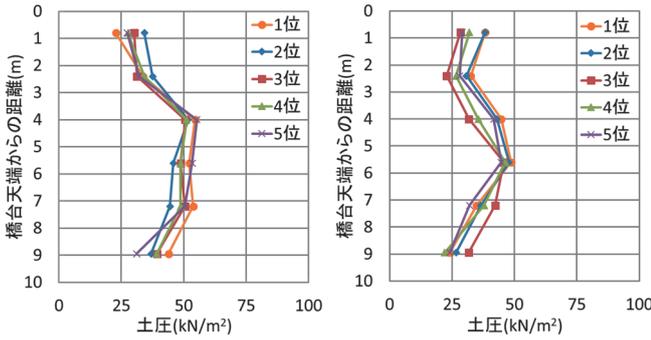


図-4 橋台変位方向(L1地震動)



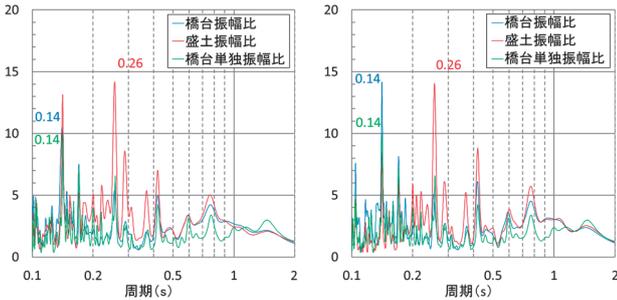
(a)ケース1 (b)ケース2

図-5 土圧合力上位5位の土圧分布及び土圧合力の比較

図-6に、土圧合力最大時の土圧分布と、橋台背面盛土の応答加速度から算出した土圧及び道示Vに基づく設計で用いる地震時土圧（以下「設計土圧」という。）を示す。計測された土圧は補強土壁の天端付近を除き設計土圧と同程度であり、応答加速度から算出した土圧の範囲内に収まっている。天端付近で計測された土圧が大きくなったのは、前方変位をした際に、壁面材に作用する慣性力が影響したためと推察される。

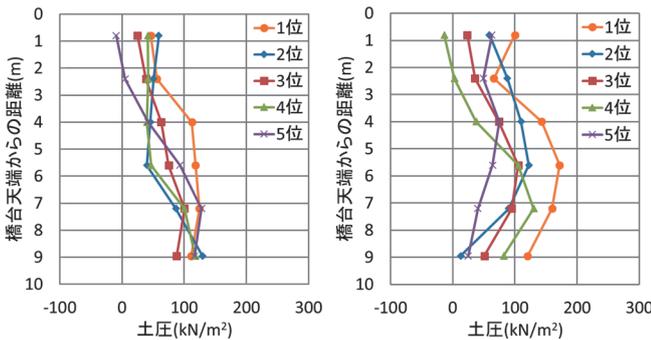
(2)L2地震動入力時

図-7にL2地震動を作用させたときの橋台及び背面盛土のフーリエスペクトル比を示す。いずれのケースも、橋台の固有周期のピークは0.14s、背面盛土の固有周期のピークは0.26sに現れており、L1地震動入力時とは異なり橋台と背面盛土



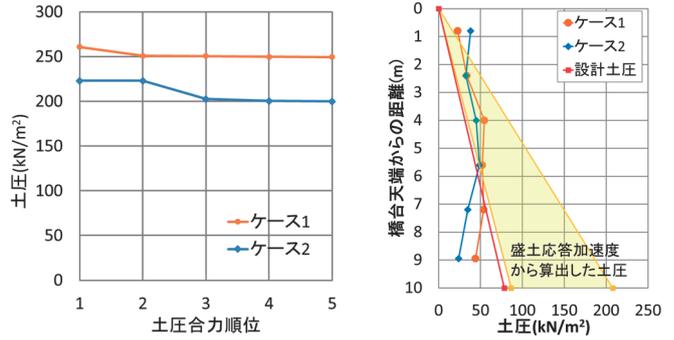
(a)ケース1 (b)ケース2

図-7 L2地震動におけるフーリエスペクトル比



(a)ケース1 (b)ケース2

図-9 土圧合力上位5位の土圧分布及び土圧合力の比較



(c)土圧合力値の比較 図-6 土圧合力最大時の土圧分布と設計土圧

は独立して挙動していると推察される。橋台単独で加振した場合のピークも0.14sであったことから、橋台は背面盛土に同調せず自らの振動特性で挙動したと推察される。

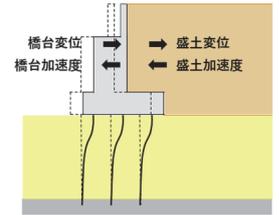
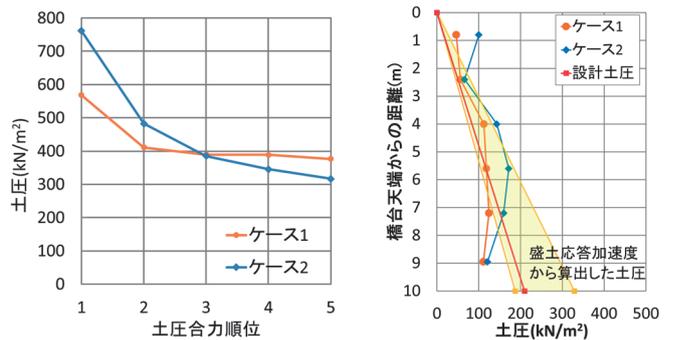


図-8 橋台変位方向 (L2地震動)

(1)と同様に応答変位に着目すると、橋台に作用する土圧合力が最大となったタイミングは、L1地震動入力時とは異なり橋台と背面盛土がいずれも後方に大きく変位したタイミングであった(図-8)。ただし、土圧合力の大きさ上位2~5位の挙動はバラバラであった。このことは通常の盛土を構築したケース1も同様であった。

図-9に土圧合力上位5点の土圧分布及び土圧合力の比較を示す。図-9(a)(b)に示すように、L1地震動入力時と比較して土圧の分布形状にはばらつきが大きい。また、図-9(c)に示すように土圧合力の大小関係は一定ではない。これらは、前述のとおり橋台と背面盛土が独立して挙動したためと推察される。図-10に土圧合力最大時の土圧分布と橋台背面盛土の応答加速度から算出した土圧及び設計土圧を示す。計測された土圧分布は、補強土壁の天端付近を除き設計土圧と同程度であり、



(c)土圧合力値の比較 図-10 土圧合力最大時の土圧分布と設計土圧

応答加速度から算出される土圧の範囲内に収まっている。補強土壁の天端付近で土圧が大きくなった要因は、橋台が背面側に大きく変位した際に、補強土壁と橋台が干渉した可能性が考えられる。

(3)sin波入力時

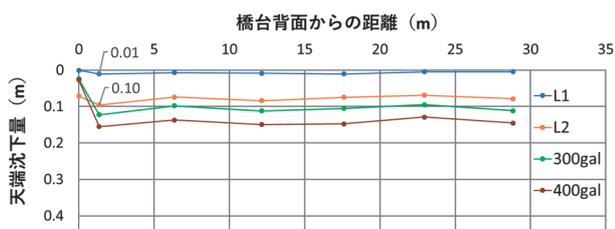
土圧計測値はL2地震動に比べて大きかったものの、補強土壁と通常の盛土で土圧分布形状に大きな違いは見られなかった。また、土圧合力の大小関係はL2地震動と同様に一定ではなかった。

3.2 背面盛土の沈下特性

図-11に加振後の背面盛土の残留沈下量を示す。ケース1、2の沈下量を比較すると、L1ではいずれも10mm程度、L2では100～120mm程度となっている。しかし、L2地震動を超えるsin波を入力したケースでは、通常の盛土の沈下量が補強土壁と比較して大きくなっている。このことから、補強土壁を適用した場合、L2地震動を超える地震動を受けた場合に、補強材の効果により通常の盛土と比較して沈下が抑制されることが分かった。



(a)ケース1



(b)ケース2

図-11 加振後の残留沈下量の比較

4. まとめ

アプローチ部に補強土壁を用いた場合の地震時の挙動について以下のことを確認した。

- L1地震時は橋台と背面盛土が概ね一体として挙動し、土圧分布や土圧合力は通常の盛土と比較して明らかな違いはないこと
- L2地震時及びこれを超える地震時は橋台と背面盛土が独立して挙動し、土圧分布や土圧合力のばらつきが大きくなるものの、このことは通常の盛土においても同様であり、土圧の大きさも同程度であること
- L1、L2地震後の残留沈下量は通常の盛土と同程度である一方、L2地震動を超える地震後の沈下量は補強材の効果により通常の盛土と比較して抑制されること

なお、本稿では、背面盛土から橋台に作用する土圧を評価するにあたって、橋台の部材設計の観点も考慮し、主働土圧と受働土圧を区別せず整理した。一方、橋台の安定や杭設計の観点からは、厳しい状況となる主働土圧のみに着目した整理も行う必要がある。また、橋軸直角方向の地震動に対する背面盛土の安定性や、その変形に伴う橋台に作用する土圧の変化等を把握することも必要である。今後は、これらの点も含めて、アプローチ部に新技術を用いる場合の作用の明確化及び性能検証項目や標準的な試験方法の確立に向けた検討を行っていく予定である。

参考文献

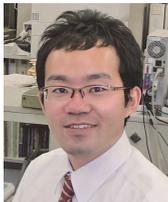
- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、2017。
- 2) 有馬俊、澤田守、谷本俊輔、大住道生：地盤と橋台の地震時応答に関する動的遠心模型実験、土木技術資料、令和2年9号、pp.20～23、2020
- 3) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、2017。

岡崎貴斎



国土交通省国土技術政策総合研究所
道路構造物研究部構造・基礎研究室
交流研究員
OKAZAKI Takayoshi

宮原 史



国土交通省国土技術政策総合研究所
道路構造物研究部構造・基礎研究室
主任研究員
MIYAHARA Fumi

七澤利明



国土交通省国土技術政策総合研究所
道路構造物研究部 構造・基礎研究室
室長、博士(工学)
Dr.NANAZAWA Toshiaki