

I - 79

せん断補強を施した壁式段落し橋脚の急速制動加振法による破壊実験

北海道開発局 開発土木研究所 ○正員 池田 憲二
 北海道開発局 開発土木研究所 正員 三田 村 浩
 ㈱土木技術コンサルタント 正員 吉田 絃一
 ㈱土木技術コンサルタント 正員 谷口 直弘

1. はじめに

著者らはこれまでに実規模の1/5～1/3スケール程度の模型によってRC橋脚の各種実験を行ってきた。その場合には、上部工重量に相当する鉛直荷重を載荷した状態で実験を行っており、橋脚模型は1質点系として捉えられていることになる。しかしながら、地震時において橋梁支承部がヒューズ的な考え方をされてきた場合と異なり、支承も橋脚と同等の耐力を有する場合には、橋脚の地震時挙動には桁剛性や桁の鉛直および水平挙動が影響すると考えられる。それらの影響を加味すると、スケール効果の影響が大きくなると考えた著者らは、実橋梁に極力近い条件下で実験できる実規模二径間連続桁模型⁽¹⁾を用いることとした。

また、現行耐震基準に準拠する以前に建設された橋梁の耐震性能向上が求められる中、これまでに各種の補強方法が挙げられ、かつ実験結果が報告されている。その中でも著者らは、建設件数は多いが比較的報告例の少ない壁式橋脚に着目し、段落しを有する橋脚模型を補強した実験を行うこととした。

本実験では、段落しを有する橋脚、およびその段落し部にアラミド繊維シートによりせん断補強を施された橋脚模型を製作し、急速制動加振を受ける場合の破壊形態、靱性能などについて検討した。

2. 実験概要

2.1 実験方法

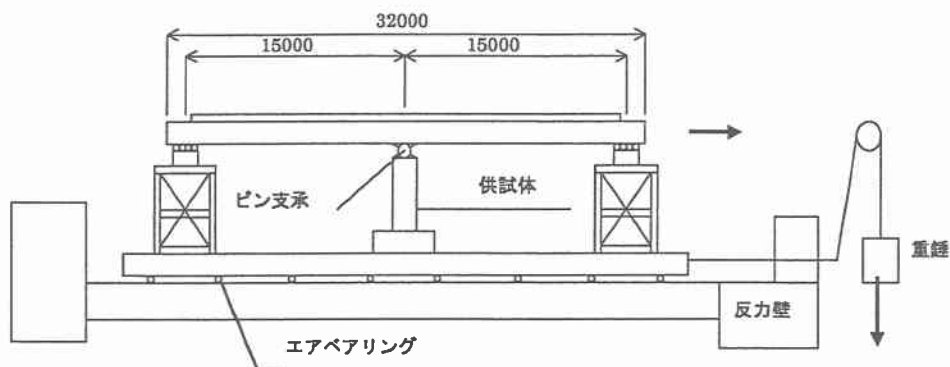
実験に用いた実規模二径間連続桁模型は、支間2@15.0mのH形鋼桁を上部工として据付け、桁両端には橋台に見立てた架台を設置し、中央に試験体となる橋脚模型を設置する。上部工の幅員は3mで、重量は1058kNであり、橋脚には約660kNの反力が作用している。装置の概要図を図-1に示す。走行架台を含めると約3300kNに及ぶ橋梁模型を、エアベアリングで浮かせて重錘の自由落下による牽引で走行させ、反力壁で急速制動することで地盤に見立てた走行架台に加速度を励起することができる装置である。反力壁の走行架台衝突部には発砲スチロール材（以下EPS材と記す）を設置し、その厚さごとの衝撃力緩衝効果によって制動時間や入力加速度の最大値を調整することができる。また、重錘の落下高さによってもそれらの調整が可能である。本実験においては、予備載荷の結果からそれらの関係をまとめ、橋脚模型の初期状態の固有周期である約0.35秒に近似するように、EPS材の厚さを0.5～0.75mと設定した。

橋脚模型の支承は、上部工と橋脚天端が鉛直方向と水平方向に固定されて、各々の回転拘束はしないようピン支承を採用し、橋台部の支承は、上部工や橋脚模型の応答変位を妨げないようにローラー支承を用いた。

2.2 試験体諸元

試験体として製作した橋脚模型の構造配筋図を図-2に、諸元を表-1に示す。現行耐震基準に準拠する以前に建設された橋脚を対象とすることから、昭和55年度改訂版の道路橋示方書によって試験体の仕様を決定した。試験体は、底版厚が1.0m、壁の高さが4.0mで全高5.0m、壁および底版の奥行き幅は2.5m、壁の厚さは0.8mで、断面寸法比 $\approx$ 約1:3の長方形断面を有した壁式橋脚模型である。コンクリートの設計基準強度は21N/mm²、鉄筋はSD345を使用した。

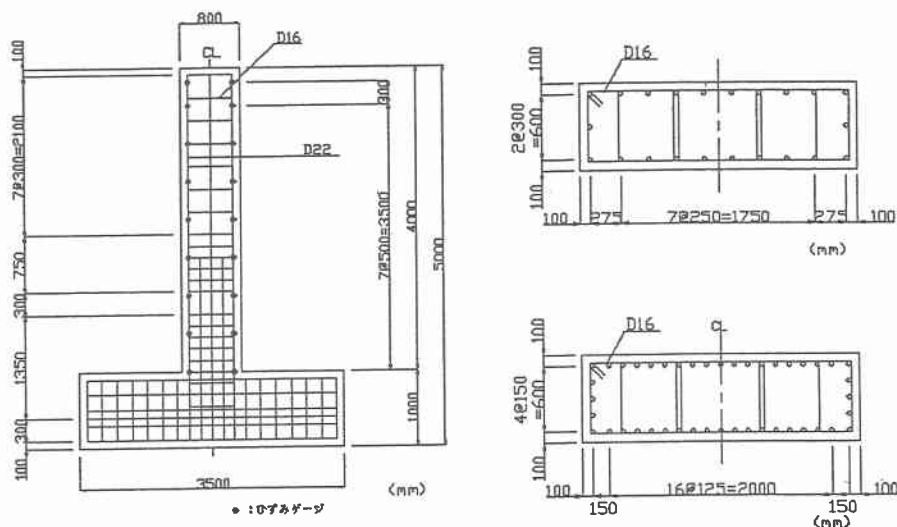
A Destructive Experiment of Cut-off RC-Pier with Shear Reinforcement by Vibration Test
 on Quickly Brake Load. by Kenji IKEDA, Hiroshi MITAMURA, Kouichi YOSHIDA, Naohiro TANIGUCHI



図－１ 実験装置概要図

表－１ 試験体一覧表

試験体名称	主鉄筋	帯鉄筋	段落し位置	段落し補強
S 5 5	D22@125～250	D16@150, 300	基部から 1.5m	無し
S 5 5 A	〃	〃	〃	アラミドシート 400kN×2 層 貫通鉄筋 $\phi 23 \times 2$ 列×5 段



図－２ 橋脚模型構造配筋図

表－１に示すように、試験体は２体製作し、無補強の試験体（以下Ｓ５５と記す）と、段落し部にせん断補強を施した試験体（以下Ｓ５５Ａと記す）に分けている。補強の概要図を図－４に示す。補強は、曲げ補強を伴わないせん断補強を行うこととし、その方法は以前に水平交番載荷実験を行った仕様⁽²⁾、⁽³⁾とほぼ同様とし、段落し部まわりにアラミド繊維シート（以下ＡＦＲＰと記す）を繊維の方向が水平になるように２層巻きつけ、長方形断面の長辺のはらみ出しを貫通鉄筋によって対策することとした。

2.3 測定項目と実験ケース

本実験における測定項目は、橋脚模型基部の水平方向入力加速度、壁の水平応答加速度、主鉄筋の応答ひずみ、主桁の水平方向および鉛直方向応答加速度である。主鉄筋のひずみゲージは図-2に示すように、断面中央近傍の主鉄筋に、基部から高さ方向50cmピッチで設置されている。また、加速度計は図-3に示すように、橋脚模型の壁に基部から高さ方向50cmピッチで設置され、かつ、支点上の主桁断面中央にも設置されている。

実験は、2体の試験体に対して各々走行距離を変化させて、入力加速度の最大値を調節して行った。いずれの試験体においても走行距離0.5mから開始し、2.0～2.5mまで徐々に大きくしながら累積載荷し、橋脚模型天端の応答加速度最大値が低下した時点、および橋脚模型の損傷状況を判断して実験終了した。以後、各実験ケースを記す際には、“試験体名”-“走行距離”-“EPS厚”で表す。

(例：S55-1.0m-0.5mなど)

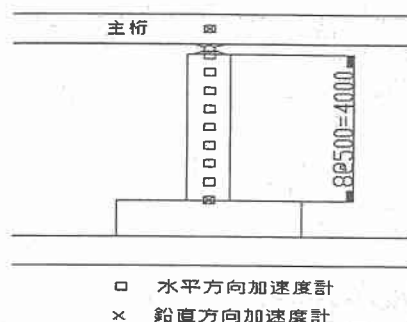


図-3 加速度計位置

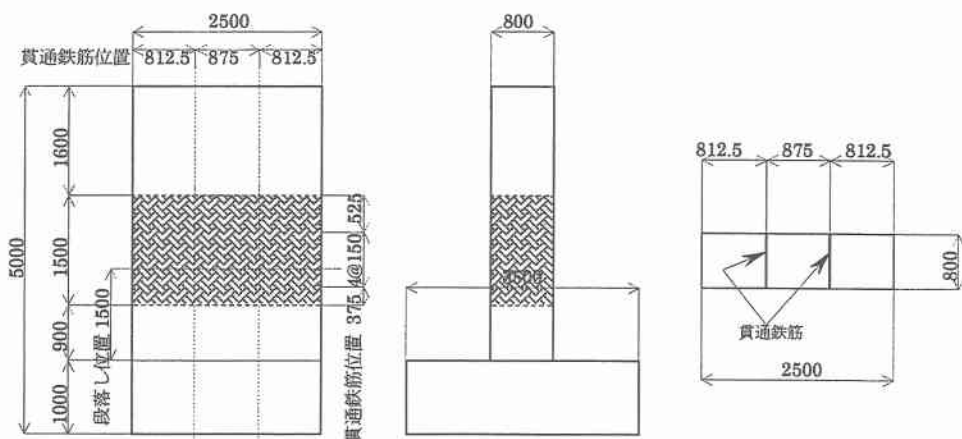


図-4 橋脚模型補強概要図

3. 実験結果

3.1 入力加速度と応答加速度関係

入力加速度の最大値と主桁の応答加速度の最大値との関係を図-5に示す。図には、無補強のS55の結果を●で表し、補強したS55Aを□で表している。図から、両試験体ともに入力加速度が0.6G程度まではほぼ線形な関係を示すが、それ以上大きくなると、応答倍率は低下し、応答値はほぼ様な値を示す。橋脚模型の上部工負担重量660kNに0.6Gを乗ずるとおよそ400kNの慣性力となり、試験体の降伏耐力と一致することから、橋脚模型の塑性化による剛性低下から応答倍率が下がったことがわかる。

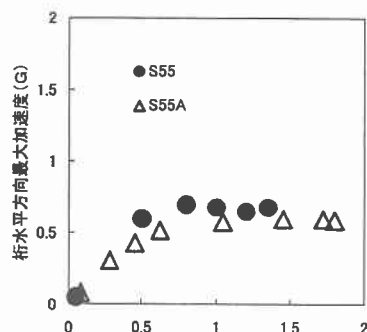
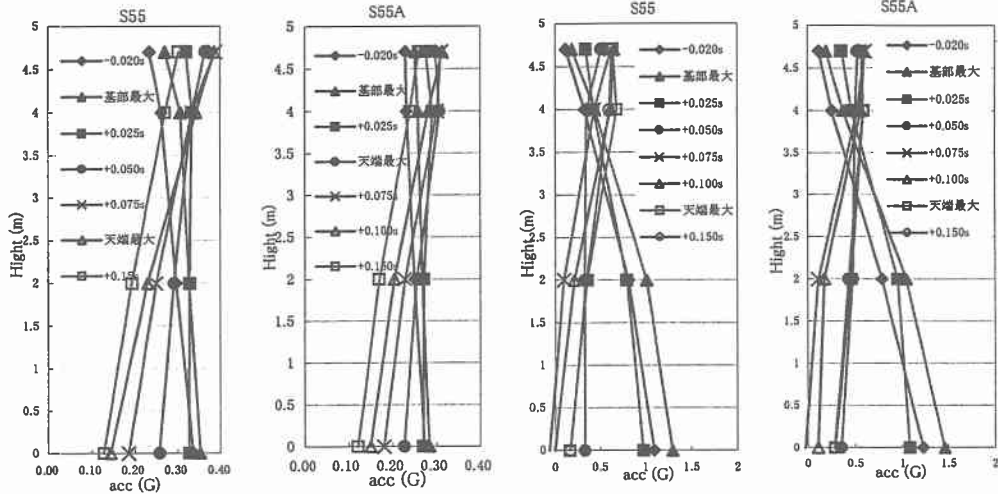


図-5 入力加速度と主桁応答加速度関係図

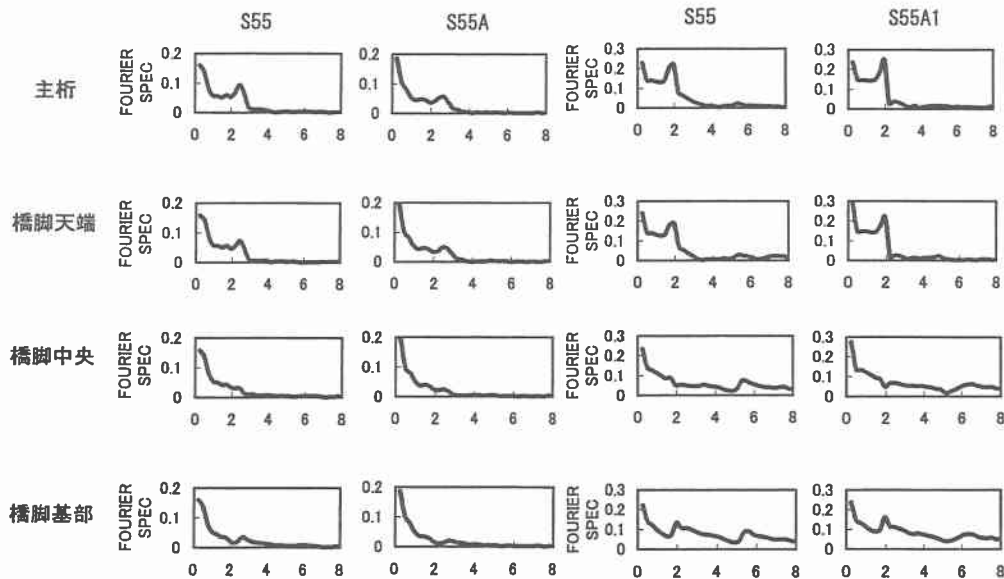
3. 2 応答加速度モード

図一七に応答加速度モードを示す。いずれのケースも、基部の加速度が最大を示す時刻をゼロ時刻とし、主にその後のモードを表している。S55とS55Aを比較して、弾性域である(a)のケースでは橋脚天端の応答が最大を示すまでの時刻が若干S55Aの方が短く、曲げ補強を伴わないとはいえ、巻き付けによる拘束効果でやや剛性が上がっていることが考えられる。いずれの試験体も塑性域である(b)ではほとんど差のない結果となっている。



(a) 入力加速度≒0.3Gのケース (b) 入力加速度≒1.5Gのケース

図一七 応答加速度モード



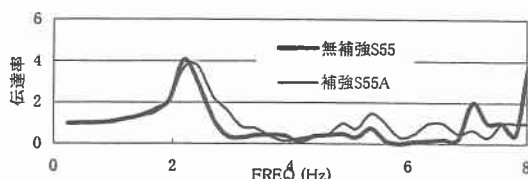
(a) 入力加速度≒0.3Gのケース (b) 入力加速度≒1.5Gのケース

図一八 水平方向応答加速度のフーリエスペクトル

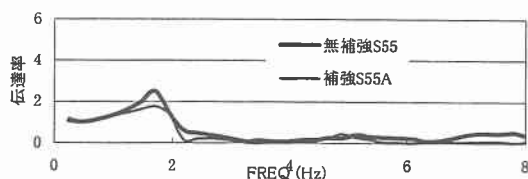
3. 3 水平方向加速度の周波数特性

図－8に橋脚模型各部における水平方向応答加速度のフーリエスペクトルを示す。図より、(a)のケースでは両試験体とも壁下方では2.0Hz以下の周波数領域が卓越して明確なピークが認められないが、無補強のS55では天端および主桁において2.7Hz付近に卓越周波数が確認される。これは橋脚の固有周期0.35秒(2.85Hz)と近似している。若干低い値を示すのは基部クラックの影響も要因の一つと考えられる。補強したS55AではS55ほど明確なピークは認められず、S55に比べて剛性が高く、より剛体的な挙動を示していると思われる。(b)のケースでは、S55もS55Aも卓越周波数が1.9Hz程度に認められ、ともに壁の塑性化によって固有周期が長周期化していることがわかる。

図－9には基部から天端への応答伝達率を示す。伝達率では、入力加速度0.3GのケースにおけるS55Aでも卓越周波数を明確に示し、S55とほぼ同様の2.3Hz付近がピークである。損傷がなければ固有周期0.35秒に応じた2.85Hzがもっとも伝達されると考えられるが、わずかながら長周期化しているのは基部損傷の影響が考えられる。入力加速度1.5Gのケースでは、天端や主桁の応答値でも卓越していた1.9Hz付近がもっとも伝達率が高い結果を示している。



(a) 入力加速度=0.3Gのケース



(b) 入力加速度=1.5Gのケース

図－9 基部と天端の振動伝達率

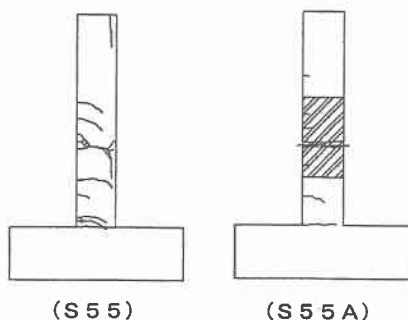
3. 4 試験体の破壊性状

図－10に実験終了時の橋脚模型側面の損傷状況を示す。最終実験ケースは、S55-2.0m-0.75mと、S55A-2.75m-0.5mであり、終局に至るまでの加速度の累計は両者間で異なっている。

S55では、基部、段落し部付近において曲げひびわれからせん断ひびわれへ移行し、基部と段落し部付近でほぼ同時に主鉄筋が降伏した。その後は段落し部近傍に損傷が集中し、かぶりコンクリートの浮き出しが確認された時点で耐力の低下も見られたことから実験を終了した。

S55Aでは、段落し部近傍に損傷が集中したが、曲げからせん断に移行するひびわれは確認されなかった。ただし、AFRPシート巻き付け範囲の上下付近にて曲げからせん断へ移行するひびわれが若干確認されている。S55に比べて損傷程度は小さいが、AFRPシートを巻き付けた段落し部において曲げひびわれが貫通したことで実験を終了した。なお、ひびわれ位置におけるコンクリートのはらみ出しは認められなかった。

S55試験体のせん断耐力は約560kNであり、この荷重が上部工慣性力として作用する場合、主桁の応答加速度はおよそ0.85Gになる。本実験における主桁の最大応答加速度は0.7G程度であり、せん断耐力を超える慣性力は作用していないと見受けられる。しかし、本試験体の設計せん断耐力560kNは、引張り主鉄筋



図－10 橋脚模型の損傷状況

側のかぶりを除く全断面有効と仮定して求められた値であるが、実際の破壊形態は曲げひびわれが先行してからせん断ひびわれへ移行する経緯をたどるために、せん断耐力は全断面有効ではなくなっていると考えられる。そのために、比較的小さな累積荷重においても曲げひびわれの進行に伴いせん断耐力が低下し、やがてせん断破壊へ移行する場合が生ずるものと考えられる。

補強した S55A はこれらを踏まえて、せん断に対する有効断面積を $1/2$ とし、かつコンクリートの負担分は考慮せずに AFRP シート量を決定している。⁽²⁾ このときの設計せん断力は曲げ耐力である 400kN ではあるが、S55 と同様に全断面有効と考えると、単純に 800kN 以上のせん断耐力を有している計算になる。

したがって、いずれの試験体についても設計上のせん断耐力を有しているが、その実作用力に対する余裕量の差によって破壊性状の違いが表れたと考えられる。

4. まとめ

実規模に極力近い条件下で、今後の耐震補強対象と考えられる仕様の橋脚模型、およびその補強を施した模型にて急速制動加振法による動的実験を行い、その破壊性状などについて検討した。本実験で得られた結果を次に整理する。

- ① 橋脚模型が健全な状態（弾性範囲：本実験においては入力加速度 0.6G 以下）では、橋脚各部は入力振動とほぼ同様な応答を示す。
- ② 段落し部のせん断補強を施した橋脚模型は、曲げ耐力の向上は期待していないものの、AFRP シート巻き付けによる拘束効果によって若干剛性が上がるようである。
- ③ 本実験の仕様における段落し部のせん断補強を施した橋脚模型は、曲げ耐力性能の向上が小さいためか、無補強に比べて振動特性に大きな差異は認められなかった。
- ④ 補強を施した橋脚は、急速制動加振を受ける条件下においても段落し部のせん断ひびわれを防ぐことが出来た。
- ⑤ 本実験の条件において、無補強橋脚模型と補強した橋脚模型とでは、応答問題などについて大きな差異は認められなかったものの、破壊性状については補強効果が認められ、その有用性が示されたと考える。

《参考文献》

- (1) 嵯峨 一、西川篤哉、後藤雪夫、佐藤昌志、岸 徳光：エアベアリングを用いた衝撃的荷重載荷装置の開発について、土木学会北海道支部論文報告集、第 54 号（A）、pp. 50-53、1998. 2。
- (2) 佐藤昌志、三上 浩、三田村 浩、木下昌樹：実規模壁式 RC 橋脚の AFRP シート巻き付けによる靱性向上効果、コンクリート工学年次論文報告集、vol. 21、No. 3、pp. 1369-1374、1999. 7
- (3) アラミド補強研究会：アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領（案）、1998