

地震時のゴム支査定着部の挙動評価実験

Ultimate Behavior of Anchorage of Rubber Bearing under Seismic Loading

幸左賢二*, 丹波寛夫**, 播金昭浩***, 萩原隆朗****

Kenji KOSA, Hiroo TANBA, Akihiro HARIKANE, and Takao HAGIWARA

*Ph. D. 九州工業大学 建設社会工学科(〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

**阪神高速道路公団 保全施設部(〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

***トピー工業(株) 鉄構事業部(〒441-8510 愛知県豊橋市明海町1)

****東京エンジニアリング(株) 大阪支店 萩原隆朗(〒541-0056 大阪市中央区久太郎町3-4-30)

To investigate the ultimate behavior of the rubber bearing system under seismic loading, experiments were conducted using three types of specimens. The specimens were made differed in the anchorage of a rubber bearing without anchorage, conventional anchorage, and a combination of conventional and reinforcing anchorage. All the specimens showed an identical behavior - first, the baseplates lost their bonding, anchor reinforcing bars yielded, and then the concrete bridge seat failed by punching shear.

Key words, anchor, seismic resistance, rubber bearing, horizontal load

1. はじめに

兵庫県南部地震においては、橋脚の被害とともに、桁の大きな変形に伴い桁端や金属支査の損傷が発生した。このような損傷事例を鑑みて、積極的に塑性変形性能に富んだ免震や分散ゴム支査を採用することにより橋梁全体系の耐震性を増すとともに、金属支査のぜい性的な破壊をさけることにより、支査自身の耐震性も増すことが標準的な考え方となりつつある。

しかしながら、現在までゴム支査単体での荷重-変位挙動は数多く把握されているものの、橋座上に設置されたゴム支査の挙動について評価した例は多くはない。特に、支査から橋座には軸力および水平力が伝達し、ゴム支査そのものが破壊しない場合は、橋座上のモルタル部分あるいは橋座自身が損傷すると考えられるが、橋座も含めた支査全体系の終局挙動について評価した例は少ない¹⁾。また、従来の金属支査をゴム支査に取り替える耐震補強工事が実施されているが、設計水平力が増すことによって、アンカーボルトの補強が必要となる。その上、都市高速道路などで多く用いられて既設PC梁部においては、PC鋼材が梁上面より20cm程度の位置から配置されることから、十分な定着長を確保することが困難である場合が多い。

そこで、橋座上にゴム支査を設置し、実桁の剛性

を有する模型桁を介して、鉛直力および水平力を作用させることによって、橋座部も含めた支査部全体系の挙動を評価した。試験体としては、アンカーなし、既設アンカーのみ、既設および補強アンカーの3種類とし、各供試体の終局挙動を比較することによって、それぞれの補強効果を評価した。

2. 実験概要

2.1 試験体形状

試験体は図-1に示すように、150tf(1470kN)用ゴム支査(340x630mm)を厚さ50mmの無収縮モルタルを介してコンクリート台座(3000x1200x900mm)のほぼ中央に設置した。試験体タイプは図-2に示す以下の3種類である。

供試体A:

ベースプレートにスタッドのみを溶植したもの。台座表面ははつらず、直接無収縮モルタルを打設する。無収縮モルタルとベースコンクリートとの付着または摩擦抵抗力を確認する。

供試体D:

タイプAに既設アンカー(φ32mm,長さ10φ)4本を追加し最大耐力及び破壊性状を確認する。

供試体E:

タイプAに既設アンカー(φ32mm,長さ10φ)4本と補強アンカー(φ22mm,長さ9φ)4本を追加し、最

大耐力および破壊性状を確認する。

上記試験体は以下のような条件で設計している。

- ①モルタルと台座間で損傷を生じ、アンカーが終局破壊に至ることを想定しているので、ベースプレートとモルタル間では破壊を生じないように、スタッドは設計上必要な本数の3倍を配置している。
- ②アンカーボルトは実橋調査実績により、その埋め込み長はモルタル上面からの距離を取り、既設アンカーでは(モルタル中のアンカーボルト長+台座中のアンカーボルト長) / アンカー直径 = $(50+272)/32=10\phi$ を確保した。また、補強アンカーでは実橋でのPC鋼材の位置を考慮し、コンクリート台座中に15cm埋め込み、 $(150+50)/22=9\phi$ を確保した。

2.2 荷重要領

荷重装置を図-3に示す。鉛直荷重48tf(470kN)を荷重した状態で、水平荷重を片方向に暫増増加させる。なお、鉛直荷重は最少死荷重状態を想定し、次式により算出した。

$$R_v = R_d(1 - k_v) \quad (1)$$

ここで、 R_v :鉛直荷重、 R_d :死荷重反力(90tf(882kN))、 k_v :鉛直震度(0.47)

設計荷重載荷桁は実橋とほぼ同等の支承回転角を再現するために、支承部の回転角が支間40m程度のI桁と同等になるような剛性を有している。図-3に示すように、桁の回転が発生すると、荷重桁支持台に鉛直反力が生じる。そこで、荷重桁支持台に作用する反力を計測し、支査に荷重される鉛直荷重は常に48tfとなるように補正している。ゴム支承は設計変形能が300%であるので、せん断変形が300%(ゴム層厚60mm \times 300%=180mm)に達した時点でせん断変形を拘束するためのストッパーを取り付けた。よって水平力が約110tf(1078kN)(水平変位量180mm)までは水平力はゴム体を介してベースプレートに、110tf(1078kN)を超える部分の水平力はストッパーを介してベースプレートに伝達される。

計測は上査およびベースプレートの水平・鉛直変位を変位計により計測する。また、一軸ひずみゲージを用いスタッド(中心位置に1点ひずみゲージを設置)・既設アンカーボルト(無収縮モルタル面に一点・橋座面に三点(ベースプレート下面より25, 75, 186, 297mm))・補強アンカーボルト(無収縮モルタル面に一点・橋座面に二点(ベースプレート下面より25, 75, 175mm))の軸応力度を測定する。

2.3 使用材料

使用材料の特性を以下に示す。

- ①ゴム支査(片フランジ型, $G=10\text{kgf/cm}^2(1.0\text{MPa})$)
- ②台座(早強コンクリート, $\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2, (34.4\text{M}$

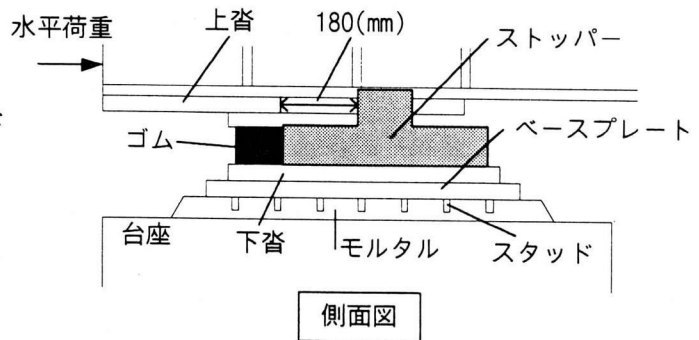
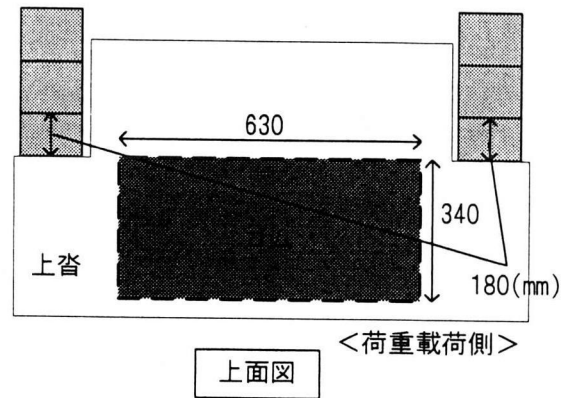


図-1 試験体形状

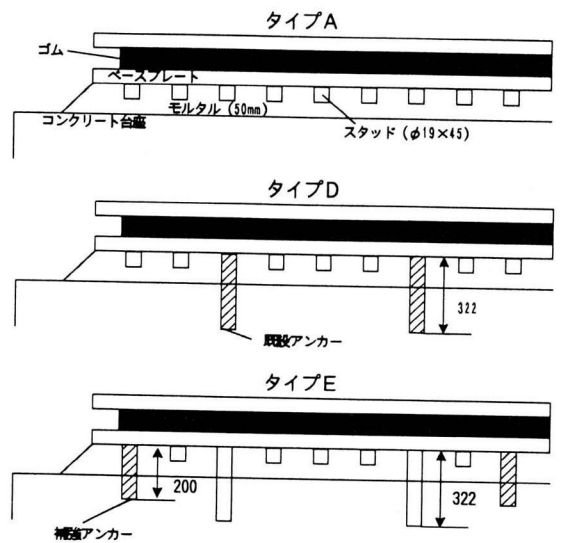


図-2 試験体タイプ

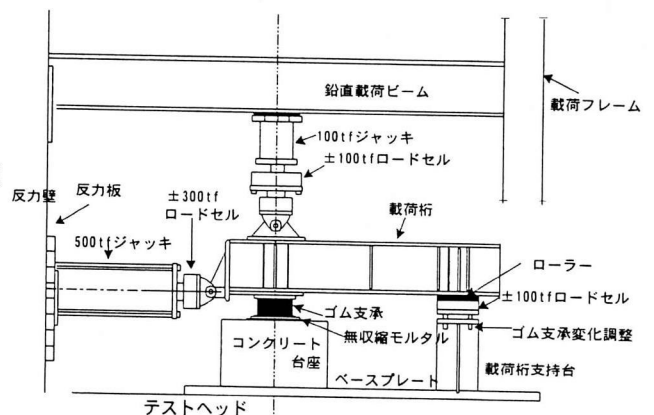


図-3 荷重要領図

- Pa) 実験日平均強度 364 kgf/cm^2 (35.7 MPa) ③ 無収縮モルタル (超早強コンクリート, $\sigma_{ck} = 450 \text{ kgf/cm}^2$ (44.1 MPa), 実験日平均強度 662 kgf/cm^2 (64.9 MPa)
- ④ ベースプレート・ストッパー ($t = 38 \text{ mm}$, SM490A)
- ⑤ 頭付きスタッド ($\phi 19$, 長さ 45 mm , JISB1198)
- ⑥ 既設アンカー ($\phi 32$, 322 mm , SS400, 実降伏強度 3059 kgf/cm^2 (300 MPa))
- ⑦ 補強アンカー ($M22$, 200 mm , SS400相当, 実降伏強度 5170 kgf/cm^2 (506.7 MPa))

3. 実験結果

ここでは代表例としてAおよびDタイプの変状状況を示す。

Aタイプ: ① 荷重 124 tf : スタッドひずみ変化率 (ひずみ量を時間で微分したもの) に大きな変動があり, モルタル付着切れが生じたと思われる。

② 荷重 138 tf : モルタル側面にひび割れが発生した。

③ 荷重 156 tf : 最大荷重に達するとともに, 荷重側のベースプレートが 1 mm 浮き上がり, 台座上面にひび割れが発生した。

④ 荷重 128 tf : ベースプレートが浮き上がりながら水平変位が増加し, 台座上面のひび割れが台座側面に進展した。

⑤ 荷重 79 tf : 鉄筋破断音がして台座前面が抜け出した。

⑥ 最終状態: ベースプレートとモルタルは一体化したままで, 荷重載荷側はモルタル底面と台座表面部が, なめらかな滑り面をなし剥離している。一方, 反荷重載荷側はサイドブロック中心付近を起点として, 一体化したベースプレートとモルタルが台座コンクリートをえぐり取る形で破壊している。

図-4に荷重-上沓位置の水平変位, 図-5に主要荷重点でのひび割れ状況, 図-6に最終破壊状況を示す。図-4に示すように, 荷重 110 tf 付近までの変形挙動は, ゴム支査単独の荷重-変位挙動にほぼ近似しており, 大部分の変形がゴム支査部で生じていることが分かる。その後, ストッパーで拘束されるために, 180 mm 付近から荷重が立ち上がり, 156 tf 付近でモルタル面が圧壊するとともに, 台座上面にひび割れが発生し, 側面方向でもひび割れが観察されたことから, 台座に押し抜きせん断損傷が発生したと考えられる。最大耐力については, ベース付着剥離が生じたのち, ベースが浮き上がるとともに, 押し抜きせん断破壊を生じていることから, ベース付着剥離および押し抜きせん断の両者に支配されていると考えられる。

Dタイプ: ① 荷重 110 tf : スタッドひずみ変化率に大きな変動があり, モルタル付着切れが生じたと思われる。

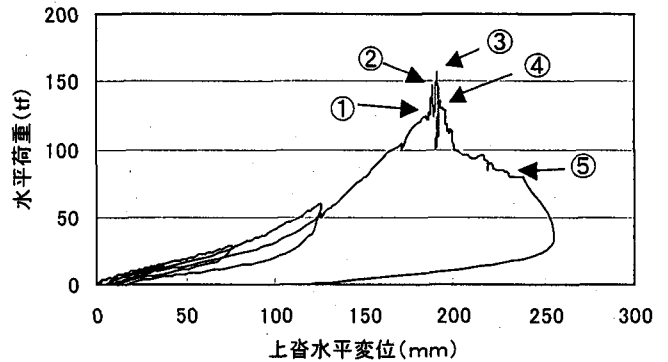


図-4 荷重-上沓水平変位 (Aタイプ)

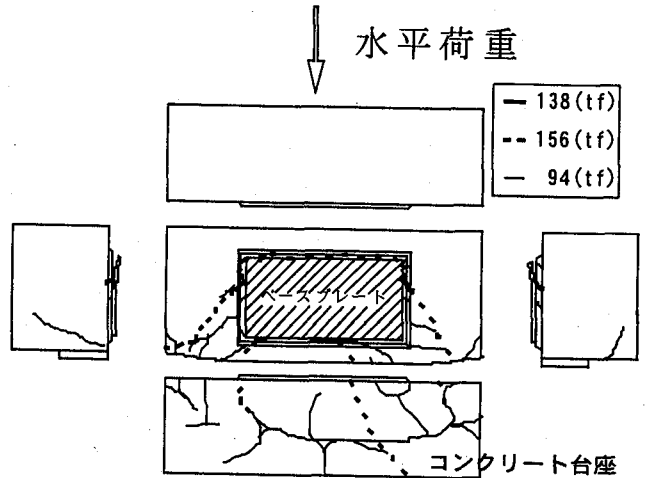


図-5 ひび割れ状況 (Aタイプ)

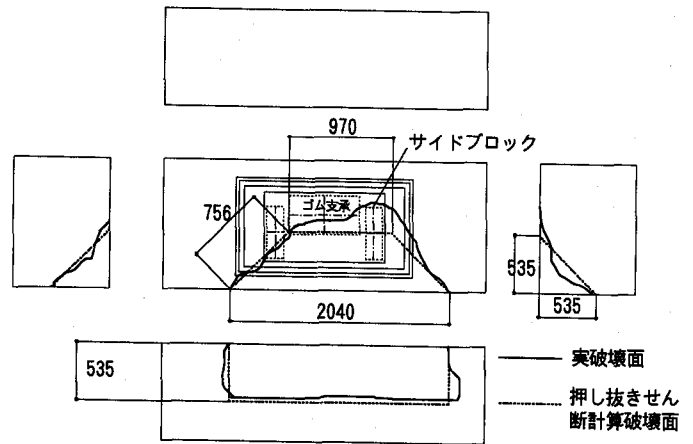


図-6 最終破壊状況 (Aタイプ)

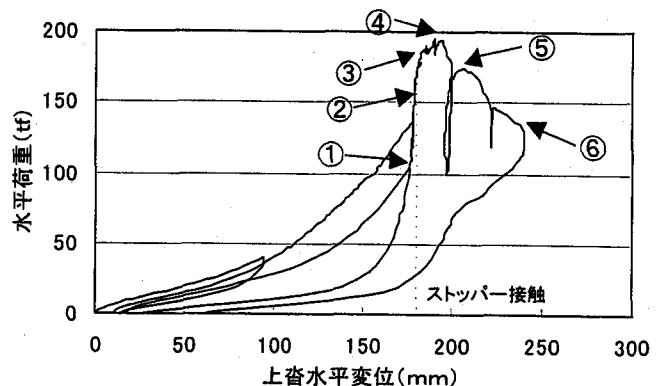


図-7 荷重-上沓水平変位 (Dタイプ)

- ②荷重159tf：モルタル側面にひび割れが発生した。
- ③荷重186tf：モルタル側面，台座上面のひび割れが増え，ベースプレートの浮き上がりが増加した。
- ④荷重195tf：ベースプレートの剥離音が発生し，荷重側台座上面にひび割れが発生した。
- ⑤荷重164tf：ベースプレートの浮き上がりが5cm程度発生した。
- ⑥最終状態：既設アンカーは変形しているものの4本とも破断せず残存している。ベースプレートとモルタルは一体化したままで，ベースプレート前面で台座をえぐり取っている。荷重側のベースプレートとモルタルの浮き上がりが顕著で，ベースプレート下面の破壊は荷重側ベースプレート端（既設アンカー）位置より45°の角度で深さ方向に進んでいる。

図-7に荷重-上査位置の水平変位，図-8に主要荷重点でのひび割れ状況，図-9に最終破壊状況，図-10に既設アンカーのひずみ分布を示す。損傷状況から，アンカーの降伏後，圧縮側コンクリート台座の圧壊および押し抜きせん断破壊が生じたと考えられる。

また，図-10より，前列アンカーは160tf付近からひずみが増加し，185tf付近からは急激にひずみが増加している。これに対して，後列アンカーは185tf付近まではひずみの増加が少ないものの，185tf付近よりひずみが増加している。

以上のことから，160tf付近より前面アンカーに引張ひずみが生じ始め，185tf付近で，前列，後列ともに引き抜けあるいはせん断ずれが生じていると考えられる。図-11に実験終了後側面から観察したアンカーボルトの形状を示すが，いずれも曲げ変形を受けた後に，抜け出していることが分かる。これに対してEタイプでは終局荷重付近まではDタイプと同様の挙動を示したが，図-12に示すように，補強ボルトでは抜け出しが生じ，また既設ボルト4本のうち3本が破断した。このようにアンカーの破壊形式にばらつきが生じた理由については明確ではないが，アンカー埋め込み長の違いや降伏強度の違いなどが考えられる。以上の点より最大耐力を支配したのが，アンカーの降伏か押し抜きせん断であるかは明確でない点もあるが，アンカーが降伏に達するとほぼ同時に終局耐力に達することから，アンカーの降伏を最大耐力と見なして良いと考えられる。その後，アンカーの降伏とともに，ベースが大きく浮き上がり，ベース前面に荷重が集中するために，支圧面に荷重が集中することにより，せん断押し抜き破壊を生じると考えられる。このことは，アンカーが降伏に達する前は，支圧面積が大きく，押し抜きせん断破壊は生じにくいとも考えられる。

4. 耐荷力評価

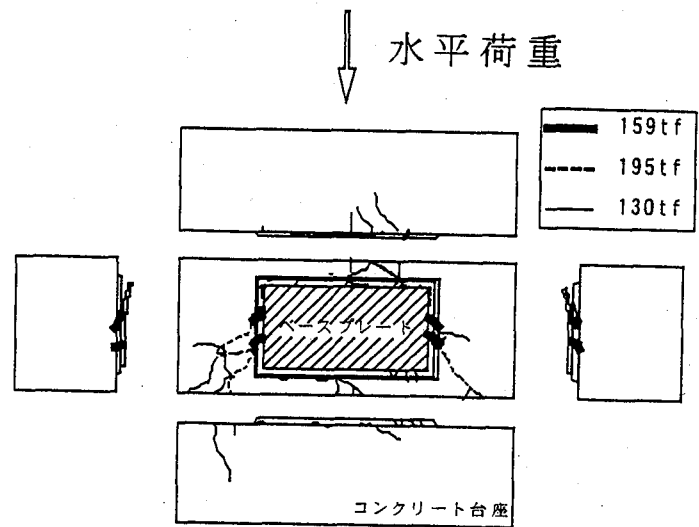


図-8 ひび割れ状況(Dタイプ)

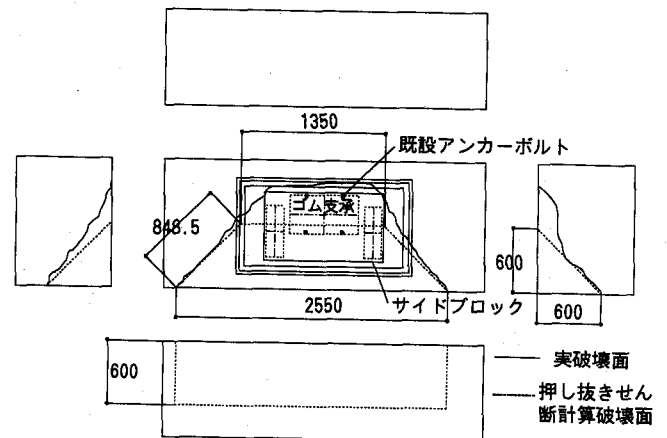


図-9 最終破壊状況(Dタイプ)

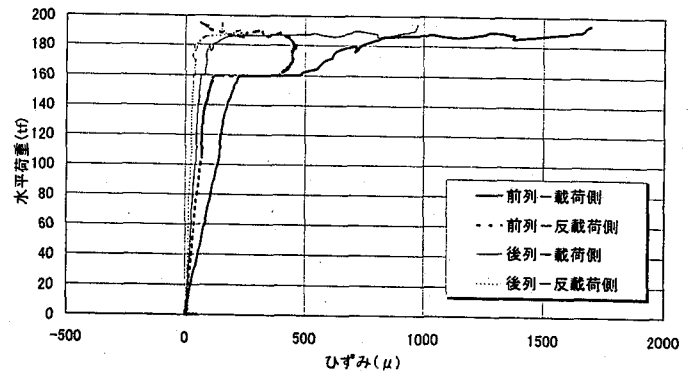


図-10 既設アンカーのひずみ状況

表-1 実験結果一覧表 (単位:tf)

	Aタイプ°	Dタイプ°	Eタイプ°
実験最大耐力	156	195	220
ベース付着剥離計算値	135.3	141.7	144.1
アンカー付着剥離計算値	-	161.0	196.3
アンカー降伏計算値	-	166.0	202.9
アンカー実降伏計算値	-	196.8	244.4
押し抜きせん断力計算値	132.0	191.7	164.2

4.1 付着抵抗力評価

水平力がゴム支査上端に作用することにより、ベースプレートには水平力と曲げモーメントが作用する。ここでは曲げモーメントにより荷重載荷側のベースプレートが浮き上がる状況を想定して次式により算出した。

$$\sigma_r = -N/A + Ph/Z \quad (2)$$

ここに、 σ_r : コンクリートの引張強度 N: 軸力
A: 抵抗断面積 P: 作用水平力 h: 作用高さ Z: 断面係数

Aタイプを例に示すと、コンクリートの引張強度を土木学会引張強度式より算出すると24.6kgf/cm²となる。軸力48tf作用下で、最外縁コンクリートの引張強度が24.6kgf/cm²となる作用荷重を求めると135.3tfとなる。

同様の手法により算出した結果を表-1に示すが、Aタイプで135tf、Dタイプで142tfとなっている。実験結果は124、110tfでひび割れが発生しており、実験結果は解析結果よりもやや低めであるが、これには打ち継ぎ目による引張強度の低下も考えられる。

4.2 最大耐力

RC複鉄筋断面計算により既設および補強アンカーが以下の鉄筋応力度に達する作用荷重を求める。

①設計上の鉄筋付着応力度(2294kgf/cm²)

コンクリートが付着応力度(17kgf/cm²)に達するときのアンカーに生じる応力度を求めた。

②設計上の降伏応力度(2400kgf/cm²)

③材料試験による降伏応力度(3059.1kgf/cm²)

既設および補強アンカーは材料強度が異なるが、ここでは強度の低い既設アンカーがそれぞれの強度に達するときを求めた。

表-1に示すようにアンカーボルト付着剥離時の荷重は、Dタイプで161tf、Eタイプで196tfであった。アンカーの発生応力度が設計上の降伏応力度に達するときの荷重は、Dタイプで166tf、Eタイプで202.9tfであった。また、実材料試験値に達するときの荷重は、Dタイプで197tf、Eタイプで244tfであった。これを実験値と比べると、Dタイプでは実材料試験値とほぼ一致した値となっているが、Eタイプでは実材料試験値に比べて実験結果は一割程度低めの値であった。これは、計算値は曲げモーメントによってアンカーに発生する引張応力度のみを評価したものであるのに対し、実際は引張応力とせん断応力が作用した合成応力状態となっていることやEタイプでは補強アンカー部のみのひずみが急激に進展したため、曲げ抵抗としては、必ずしも既設と補強ボルトの重ね合わせが成立しなかったためとも考えられる。

以上のように、厳密には各アンカーの応力状態や

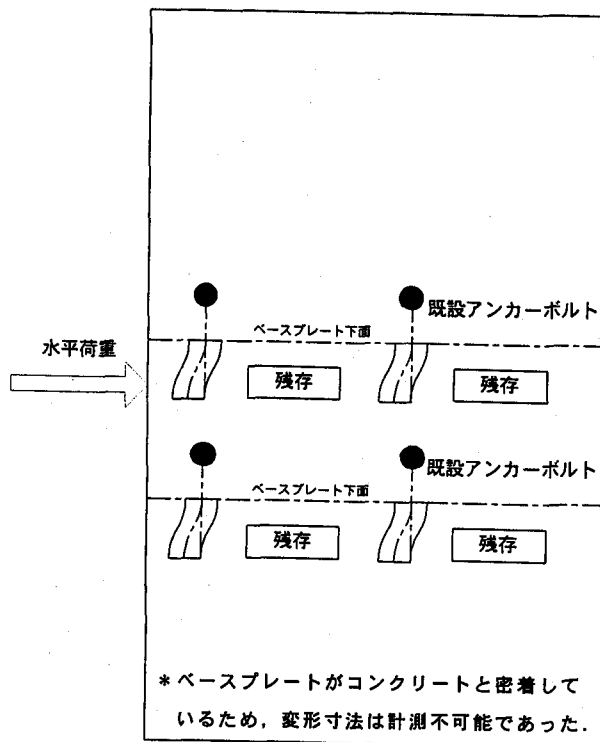


図-11 アンカーボルト最終変形状況(Dタイプ)

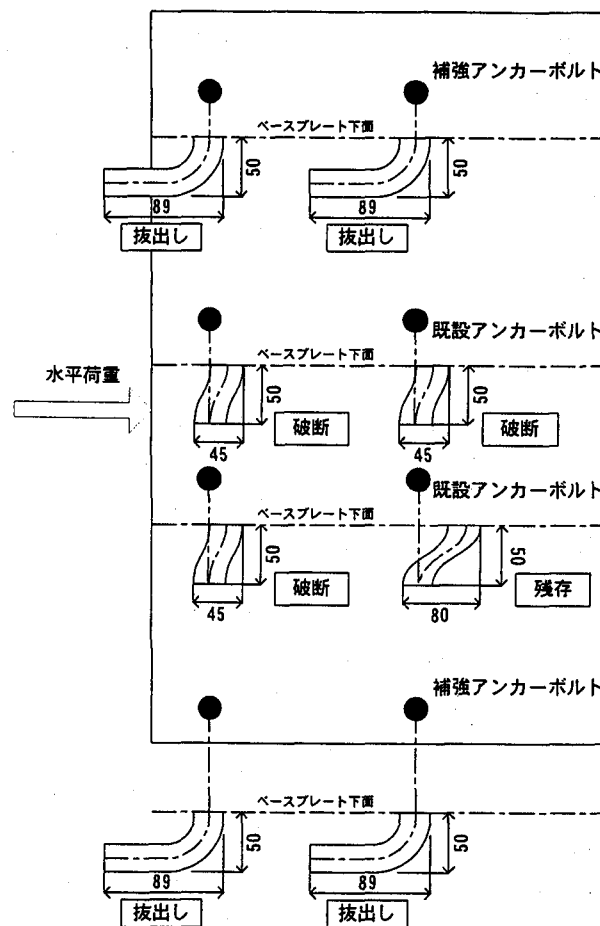


図-12 アンカーボルト最終変形状況(Eタイプ)

合成応力度で評価する必要があるが、RC複鉄筋による計算でも1割程度の誤差で評価することが出来た。

4.3 押し抜きせん断破壊荷重

表面から観察されたひび割れ面よりコンクリート破壊面を想定し、(3)式に示す道路橋示方書³⁾に基づき押し抜きせん断耐力を算出した。

$$P_{bs} = P_c + P_s$$

$$P_c = \alpha \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c$$

$$P_s = \sum \beta (1 - h_i/da) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si} \quad (3)$$

ここに、 P_{bs} : 橋座部の耐力 P_c : コンクリートの負担する耐力 P_s : 補強筋の負担する耐力

α : コンクリートの負担分の補正係数

β : 鉄筋の負担分の補正係数

Aタイプ損傷を例にとると、台座前面で幅2040mm、深さ535mmのひび割れ面が確認された。ひび割れが45°の角度で進展したものとして、ひび割れ始点幅を求めると970mmとなる。これよりコンクリートの抵抗面積を求めると15443cm²となる。(3)式の A_c の値に代入し、コンクリートの抵抗力を算出すると、56.9tfとなり、破壊面を横切る鉄筋本数から鉄筋抵抗力は75.1tfとなり、合計抵抗力は132.0tfとなる。

同様の手法で算出した押し抜きせん断破壊荷重はDタイプ192tf、Eタイプで164tfとなった。Eタイプは上面のひび割れ角度が45°よりも大きくなっており、計算値は実際のせん断耐力を過小評価している可能性があるものの、各計算値は実験最大耐力を安全側に評価していると考えられる。

4.4 コンクリートとモルタルの摩擦係数

Aタイプの実験目的は、台座コンクリートとモルタル間の付着および摩擦係数を確認することであった。しかし、コンクリートとモルタル間の圧縮域での付着力が予想外に大きかったことから、的確な摩擦力の確認はできなかった。そこで、実験における最終水平力から残されたアンカーボルトの降伏耐力を差し引いて摩擦耐力を推定した。

表-2に結果を示すが57~79tf程度となっている。これから摩擦係数を算出すると1.2~1.7となり、1よりも大きな値となる。これは、破壊面の凹凸などにより、水平抵抗が増加すると考えられる。よって、道示下部工編³⁾の岩とコンクリートの摩擦係数0.6を用いても十分安全と考えられる。

5. まとめ

ゴム支査の定着部をアンカーなし、既設アンカーのみ、既設および補強アンカーの3種類とした終局挙動評価実験によって得られた結論を以下に示す。

表-2 想定摩擦耐力 (単位: tf)

供試体タイプ	最終水平力	アンカーボルト負担力	想定摩擦耐力
A	79.3	-	79.3
D	134.5	77.2	57.3
E	84.1	19.3	64.8

①実験は、いずれもベースプレートの付着剥離から、アンカー鉄筋を有する場合は鉄筋の降伏を経て、コンクリート台座の押し抜きせん断破壊により終局に至った。これはアンカー降伏後最大耐力に達したのち、ベースプレートの浮き上がりに伴い、支圧抵抗面積が減少し、押し抜きせん断破壊が生じやすくなるためと考えられる。

②実験のベースプレートの付着剥離荷重はAタイプで124tf、Dタイプで110tfとなり、コンクリートの引張応力度を用いた弾性モデルにより算出した解析値135tf、142tfよりやや低めであった。

③実験最大耐力はDタイプで195tf、Eタイプで220tfとなったが、実鉄筋降伏値を用いRC複鉄筋断面とした計算値もそれぞれ197tf、244tfと一割程度の誤差で評価することが出来た。

④既設および補強アンカーが降伏するに伴い最大耐力に達することから、アンカーの降伏のときの水平力を最大耐力と見なして良いと考えられる。以上より、アンカーボルトの設計においては、アンカーボルトの降伏のときの水平力を終局とみなす設計が望ましいと考えられる。

⑤ひび割れ面より想定した破壊面から道路橋示方書を用いて推定した押し抜きせん断耐力は、Aタイプ132tf、Dタイプ192tf、Eタイプ164tfとなり、実験結果をやや安全側に評価する傾向が得られた。しかしながら、最終的には押し抜きせん断タイプの破壊を生じることから、コンクリート台座の設計においては、道路橋示方書に基づく押し抜きせん断の照査が重要と考えられる。

参考文献:

- 1) 前田良刀, 荒巻真二, 木下紘, 山本亨市, 山本吉久, 大型ゴム支承の品質と力学特性, 橋梁と基礎 Vol. 33, No. 10, 1999. 10.
- 2) 日本道路協会, 道路橋示方書下部構造編, 1996. 12

(2000年9月14日受付)