

(63) P C 橋脚上のゴム支承アンカー一部の挙動検討

九州工業大学 正会員○幸左賢二
 阪神高速道路公団 丹波寛夫
 トビー工業 播金昭浩
 東京エンジニアリング 萩原隆朗

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同時に、金属支査のぜい性的な破壊をさけるために、塑性変形能に優れたゴム支査を採用し、支査自身の耐震性も増すことが標準設計となりつつある。

このような背景から、都市高速道路を中心とした耐震補強工事においても、従来の金属支査を耐震性に優れたゴム支査に取り替えるとともに、支査部の設計水平震度自身も増加させることによって、支査の耐震性能も向上させようとする試みがなされている。この場合、設計水平震度の増加により、支査部アンカーを増設する必要が生じることが多い。しかしながら、都市高速道路では、橋脚梁の張り出しが長いときには、P C 梁構造とすることが多く、全橋脚の2割近くがP C 梁構造となっている。P C 梁では、梁上面より20cm程度の位置にP C 鋼材が配置されているために、十分な定着長および本数の補強アンカー鉄筋を確保することは、困難である場合が多い。

一方、橋座上に設置されているゴム支査部の終局時の挙動を考えると、ゴム支承の変形に伴って、アンカー一部には死荷重および水平力が作用する複雑な挙動を示すが、二軸応力作用下におけるアンカー部の終局挙動は現在まで十分には把握されていない。従来より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、橋座上のモルタル部分あるいは橋座自身が損傷して行くと考えられるが、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。

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用ゴム支査(360x650mm)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

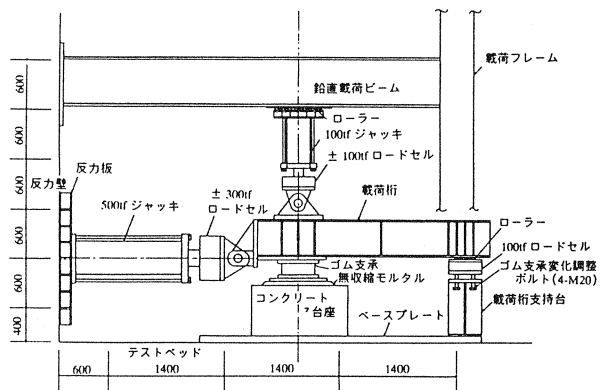


図-1 載荷要領図

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10φ)4本を追加し、最大耐力および破壊性状を確認する。

なお、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ため、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3倍の本数を配置している。

2-2 載荷要領

載荷装置を図-1に示す。鉛直荷重48tfを載荷した状態で、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。

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

ここで、

R_v :鉛直荷重 R_d :死荷重反力(90tf) kv :鉛直震度(0.47)

設計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-1に示すように、桁の回転が発生すると、載荷桁支持台に鉛直反力が生じる。そこで、載荷桁支持台に作用する反力を計測し、支査に載荷される鉛直荷重は常に48tfとなるようにしている。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×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(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。

2-3 使用材料

使用材料の特性を以下に示す。

ゴム支査(片フランジ型, $G=10\text{kgf/cm}^2$)、台座(早強コンクリート, $\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$)、無収縮モルタル(超早強コンクリート, $\sigma_{ck}=700\text{kgf/cm}^2$)、ベースプレート・ストッパー($t=38\text{mm}$, SM490A)スタッド(頭付きスタッド, φ19) 既設アンカー(φ32, SS400)、補強アンカー(φ22, SS400)

2-4 計測項目

図-3に示すように、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

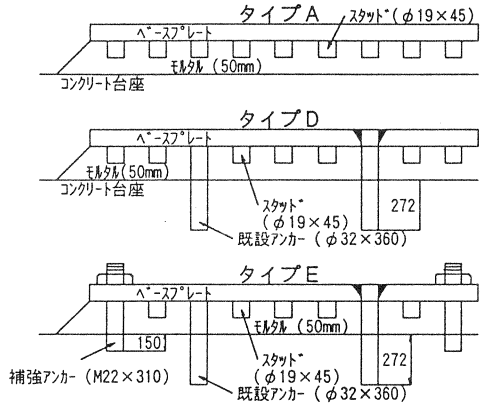


図-2 供試体タイプ

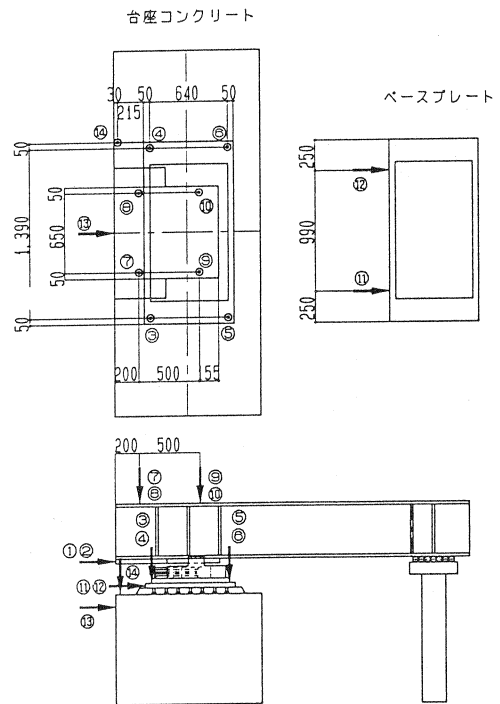


図-3 変位計測定位置

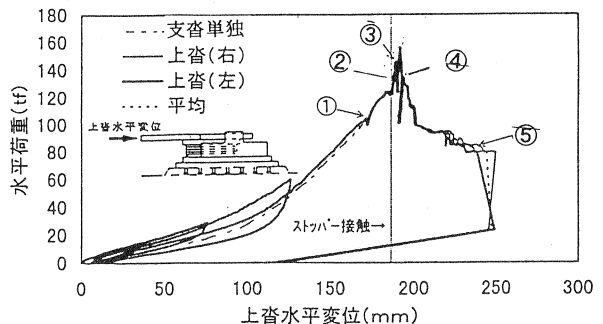


図-4 荷重-上査水平変位

ト(無収縮モルタル面に一点・橋座面に三点)・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)の軸応力度を測定する。

3. 実験結果

3-1 供試体変状

A・D及びEタイプの変状状況を示す。

- ① Aタイプ：荷重124tf：スタッドひずみ変化率(ひずみ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138tf：モルタル側面にひび割れが発生した。
- ③ 荷重156tf：最大荷重に達するとともに、荷重側のベースプレートが1mm浮き上がり、台座上面にひび割れが発生した。
- ④ 荷重128tf：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79tf：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、前面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に荷重156tf時のひび割れ状況図-6に最終破壊状況を示す。図-4に示すように、荷重110tf付近までの変形挙動は、ゴム支沓単独の荷重-変位挙動にほぼ近似しており、大部分の変形がゴム支沓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、180mm付近から荷重が立ち上がり、156tf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。

- ① Dタイプ：荷重110tf：モルタル付着剥離が発生した。
- 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。

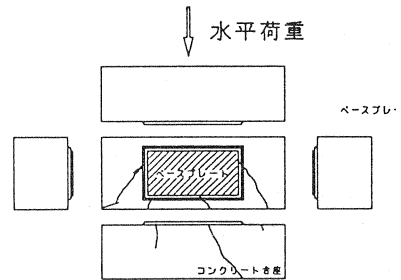


図-5 ひび割れ状況

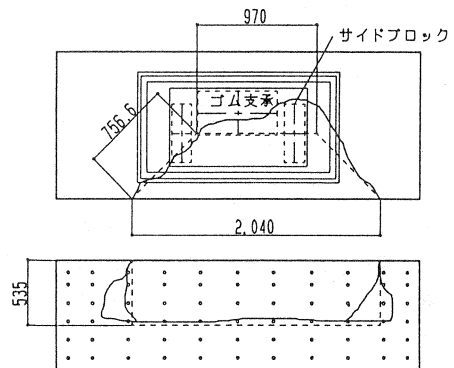


図-6 最終破壊状況

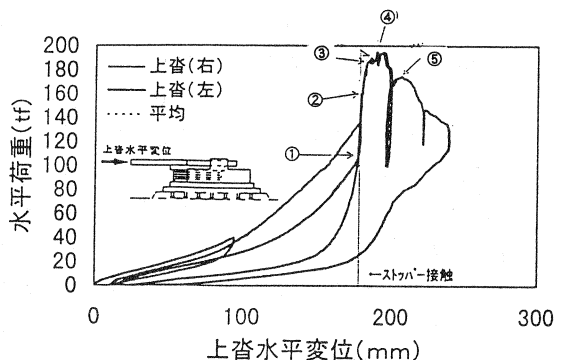


図-7 荷重-上沓水平変位

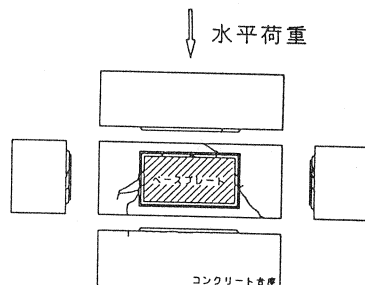


図-8 ひび割れ状況

- 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。

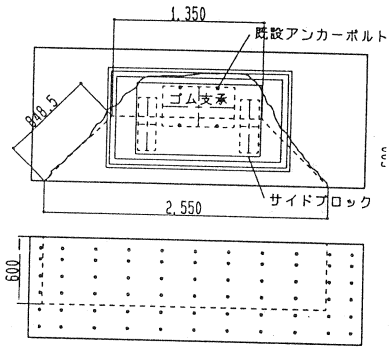


図-9 最終破壊状況

図-7に荷重-上沓位置の水平変位、図-8に荷重195tf時のひび割れ状況、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。

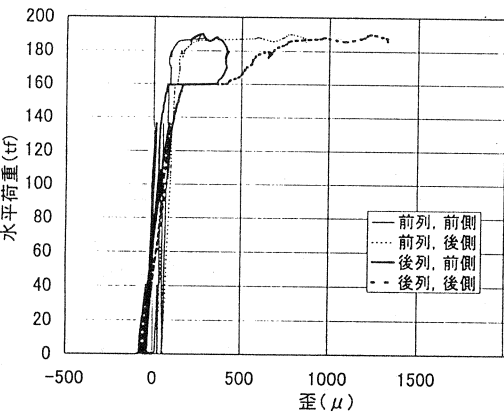


図-10 既設アンカーひずみ分布

また、図-10より、後列アンカーは160tf付近でひずみが急激に増加し、185tf付近から曲げ変形が発生している。これに対して、前列アンカーは185tf付近でひずみが急激に増加し、ほぼ同時に曲げ変形が発生している。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。

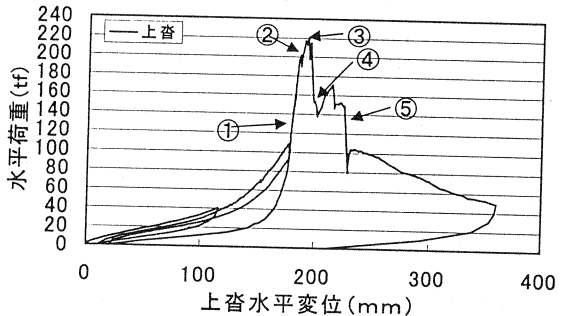


図-11 荷重-上沓水平変位

- ①Eタイプ：荷重130tf：モルタル側面にひび割れが発生し、スタッドひずみ変化率に大きな変動があった。
- ②荷重196tf：ベースプレートが浮き上がりモルタル側面ひび割れとつながる。
- ③荷重220tf：モルタル下面が浮き上がり、台座上面にひび割れが発生し、荷重が152tfまで低下した。
- ④荷重152tf：前面モルタルが剥離しベースが2cm水平移動した。
- ⑤荷重96tf：前面モルタルおよび台座上面が大きく破壊した。
- ⑥最終状態：既設アンカー4本中3本は破断し、残る1本は大きく変形している。破断したボルトの破面形状

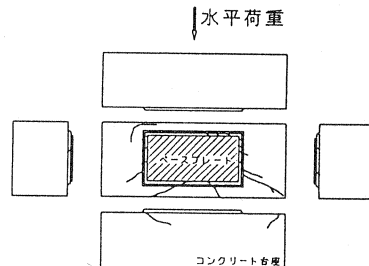


図-12 ひび割れ状況

から初めはせん断力で、最後は引張力で切断したと思われる。補強アンカーは4本とも抜け出し、大きく変形している。前面側モルタルは、台座をえぐりとるかたちで破壊している。押し抜きせん断破壊面は補強アンカー位置またはサイドブロック中心を起点として、深さ方向に45度の破壊面が形成されている。図-11に荷重-上杓位置の水平変位、図-12に荷重220tf時のひびわれ状況、図-13に最終ひび割れ状況、図-14、-15に既設および補強アンカーのひずみ分布を示す。図-14より荷重200tf付近でひずみが急激に増加していることが分かる。これに対して補強アンカーは図-15より140tf付近から徐々にひずみが増加し、200tf付近で急激にひずみが増加するとともに、ボルトによっては、大きな曲げ応力が発生している。

以上のことから、Dタイプと同様に最大耐力はアンカー降伏によって支配されるものの、最大耐力以降ベースの浮き上がりが大きくなるとともに、支圧抵抗面積が減少し、押し抜きせん断破壊に至ったと考えられる。

3-2 耐力評価

1) 付着抵抗力評価

水平力がゴム支杓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。

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

(2)式において σ_r が 18kgf/cm^2 となる Pb を算出したものを表-1に示すが、123~130tf程度となっている。実験結果は110~138tfでひび割れが観察されており、解析値は実験結果に概ね一致していると考えられる。

2) 最大耐力

既設および補強アンカーの付着強度を異形鉄筋レベルと仮定し、RC複鉄筋断面として算出した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。また、アンカーの発生応力度が材料試験値(3059kgf/cm²)に達するときの荷重は、Dタイプで197tf、Eタイプで244tfで

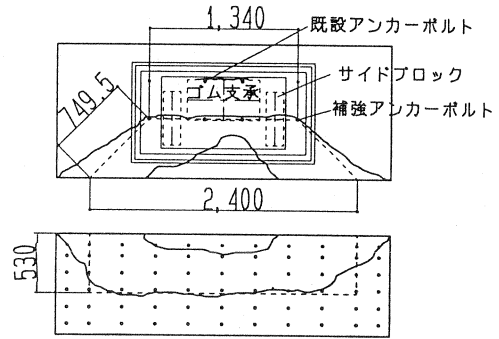


図-13 最終破壊状況

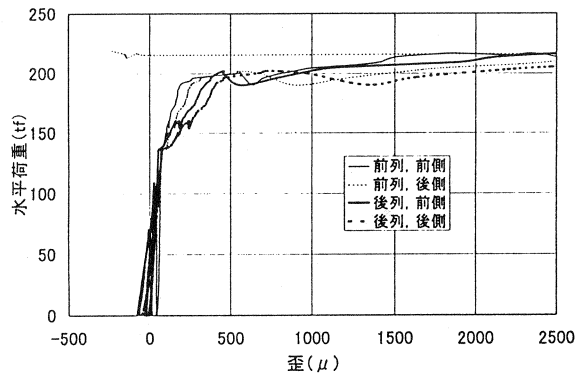


図-14 既設アンカーボルトひずみ変化率

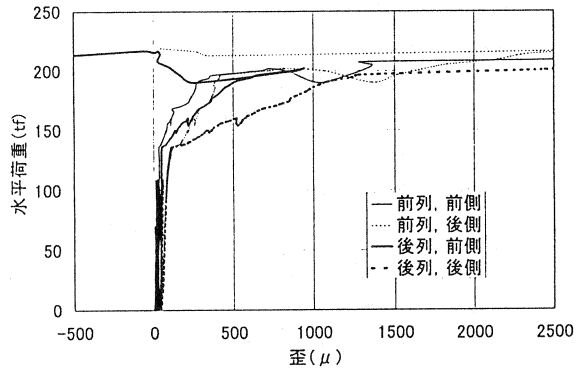


図-15 補強アンカーボルトひずみ変化率

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 |
| べ-ス付着剥離計算値 | 123.3 | 128.8 | 130.9 |
| アンカ-付着剥離計算値 | - | 161.0 | 196.3 |
| アンカ-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 |

あった。これを実験値と比べると、Dタイプではほぼ一致した値となっているが、Eタイプで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。

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に基づき押し抜きせん断耐力を算出した。

$$Pbs = Pc + Ps \quad Pc = \alpha \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot Ac \quad Ps = \sum \beta (1 - h_i/da) \cdot \sigma_{sy} \cdot Asi$$

(3)

ここに、Pbs：橋座部の耐力　Pc：コンクリートの負担する耐力　Ps：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Ac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、同様に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. まとめ

本実験によって得られた結論を以下に示す。

- 1) 実験はいずれも、ベースプレートの付着剥離、アンカー鉄筋の降伏を経て、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。
- 2) 実験のベースプレート浮き上がり荷重は130～138tfとなり、弾性モデルにより算出した解析値123～138tfに概略一致している。
- 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、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、アンカーの降伏を最大耐力と見なして良いと考えられる。
- 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。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と考えられる。このため、終局破壊時の照査においては、押し抜きせん断に対しても十分な安全性を確保する必要がある。

参考文献：

1. 日本道路協会：道路橋示方書下部構造編，1996.12