

## 報告 橋脚フーチングの被災に対する一考察

藤井康男\*<sup>1</sup>・幸左賢二\*<sup>2</sup>・稲留靖浩\*<sup>3</sup>

**要旨：**兵庫県南部地震により被災が確認された阪神高速道路の橋脚フーチングの損傷状況、および補修・補強方法を示すとともに、フーチングを Strut と Tie にモデル化（Strut-and-Tie モデル）した解析結果と損傷状況を対比することにより、フーチング上面に発生する曲げひびわれのメカニズムの解析を行った。解析結果より、損傷状況と計算結果がほぼ一致したものとなり、本モデルの適用性が確認された。

**キーワード：**橋脚フーチング、補修・補強、Strut-and-Tie モデル、地震時保有水平耐力法

### 1. はじめに

兵庫県南部地震では、幾つかのフーチングの被災が確認されているが、その損傷状況を現行設計法で説明することが困難な場合も見られ、課題を残す結果となっている。M.J.N.Priestley<sup>1)</sup>は、このような課題に対してフーチングを Strut と Tie にモデル化（Strut-and-Tie モデル）し、フーチング上面に発生する曲げひびわれのメカニズムを解析している。これらの結果は、フーチングの荷重伝達メカニズムを明らかにし、その耐荷機構を示すものであり、合理的な設計に関する1つの手法であると考えられる。

平成8年12月、道路橋示方書<sup>2)</sup>（以下、「道示」という）は大幅に改訂され、特にV耐震設計編では、地震時保有水平耐力法による基礎の耐震設計が規定され、基礎を含めた橋梁全体としての耐震設計がなされることとなった。

そこで、本稿はフーチングの設計手法として、特に地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うに際して、Strut-and-Tieモデルを用いた設計法の適用性を検討したものである。

### 2. フーチングの損傷状況および補修・補強

平成7年1月の兵庫県南部地震で被災した橋脚のなかで、復旧工事を実施した橋脚のフーチングについて、その損傷状況および補修・補強方法を以下に示す。

#### 2. 1 事例①

##### (1) 橋脚形状

本橋脚は、高さ約6.0mのRC単柱式橋脚である。柱形状は直径 $\phi$ 1.8mの円柱であり、基礎は場所打ち杭 $\phi$ 1.0mの杭基礎形式である。上部工死荷重反力は、約400tfである。橋脚自体の損傷度は、Dランク（損傷なし）である。図-1に形状寸法を示す。

##### (2) 損傷状況

ひびわれ状況を図-2に示す。フーチング上面のひびわれのうち、数本は柱基部より放射状にフーチング縁端垂直方向にそれぞれ延びていた。ひびわれは、橋軸方向および橋軸直角方向ともに発生していた。フーチング側面では、上面より発生したひびわれがフーチング厚の1/2から下面の範囲まで進行している。なお、ひびわれ幅は数mm程度であった。

##### (3) 損傷原因の推定

フーチングの曲げモーメントによる応力照査

\*1 阪神高速道路公団工務部設計課 技術係長（正会員）

\*2 阪神高速道路公団工務部設計課 課長補佐Ph.D（正会員）

\*3 (株)オリエンタルコンサルタンツ関西支社総合技術部 工修（正会員）

の結果を表-1に示す。ここで想定した外力としては、補修・補強で用いた道示の震度法レベルと橋脚の終局耐力に相当する地震時保有水平耐力レベルの設計水平震度を用いた。いずれの結果とも、下側鉄筋が降伏する可能性があるが、ひびわれ発生が上面から下面方向へ進行していることを考えると、下側鉄筋が降伏した可能性は少ないものと考えられる。また、フーチング上面が引張となるような曲げモーメントは発生しないため、上側鉄筋には引張応力は発生しない。簡易解析の結果からは、フーチングの損傷原因を特定することは困難であると思われる。

#### (4) 補修・補強方法

フーチングは剛体であり、十分な耐力を有するものとして震度法レベルの外力に対して補修・補強を行うものとし、下側鉄筋が降伏強度を超過する可能性があるため、下側鉄筋量を増加させることが考えられるが、施工が困難である。そこで、フーチングを上面に増厚して抵抗モーメントを増加させる工法を採用した。

補強図を図-3に示す。最初に、フーチング上面に発生しているひびわれについては、セメント系注入材を無圧入充填することにより補修を行った。次に、フーチング上面に後施工アンカーD16を定着長として15φ埋め込み、これに結束する形で上面鉄筋を組み立てた。その後、t=12mmの鋼板を型枠替わりにしてコンクリート打設を行い、硬化養生後、鋼板とフーチングの間にエポキシ樹脂注入を行って、一体化を図った。表-2に使用材料一覧表を示す。

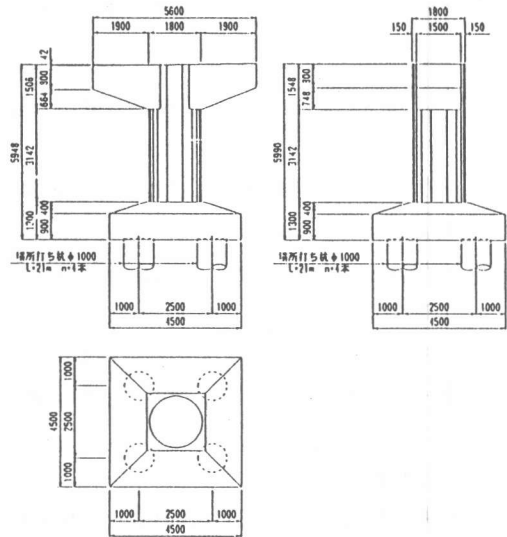


図-1 橋脚形状寸法図①

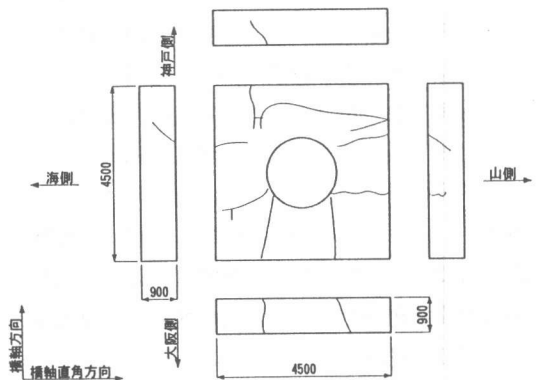
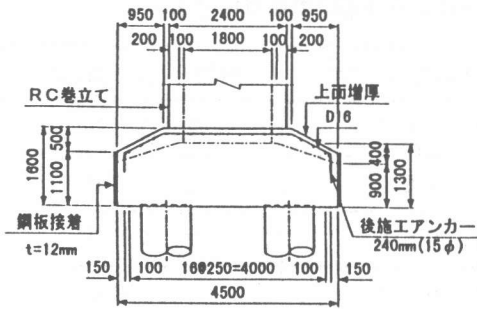


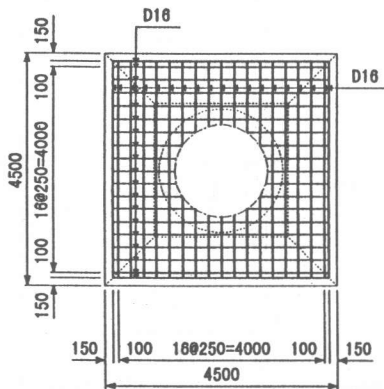
図-2 ひびわれ状況図①

表-1 フーチングの曲げモーメントによる鉄筋応力照査結果①

		設計水平震度	発生応力度 $\text{kgf/cm}^2$	許容応力度 $\text{kgf/cm}^2$
下側鉄筋 (SD345 相当)	橋軸方向	震度法レベル kh=0.25	4, 8 7 3	3, 0 0 0
		保耐法レベル kh=0.32	5, 9 1 6	3, 0 0 0
	橋軸直角方向	震度法レベル kh=0.25	4, 9 4 5	3, 0 0 0
		保耐法レベル kh=0.32	6, 0 0 3	3, 0 0 0



(a) 断面図



(b) 側面図

図-3 補強図①

表-2 使用材料①

補修・補強	補修・補強材
ひびわれ注入	超微粒子セメント系注入材
上面増厚	上面鉄筋 D16(SD345) コンクリート ( $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ ) 後施工アンカー D16(SD345) ずれ止めアンカー M16
補強鋼板	補強鋼板板 $t=12\text{mm}$ (SS400) メカニカルアンカー M16 無収縮モルタル エポキシ樹脂

## 2.2 事例②

### (1) 橋脚形状

本橋脚は、高さ約21.0mのRC単柱式橋脚である。柱形状は2.2m×3.0mの矩形であり、基礎は場所打ち杭φ1.0mの杭基礎形式である。

柱部は片持ち梁構造となっており、上部工死荷重反力は約250tfである。橋脚自体の損傷度は、Dランク（損傷なし）である。図-4に形状寸法を示す。

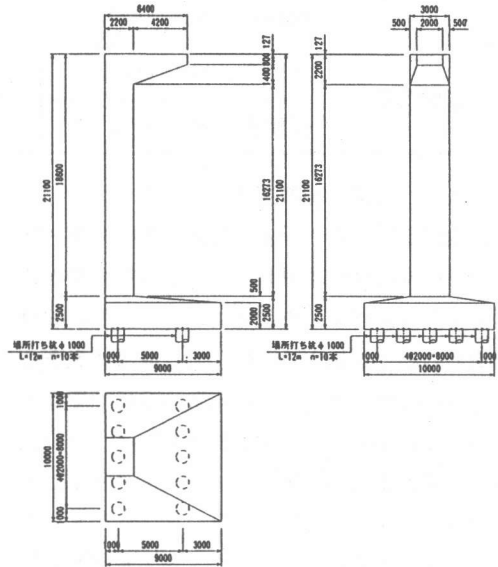


図-4 橋脚形状寸法図②

### (2) 損傷状況

ひびわれ状況を図-5に示す。柱より山側のひびわれが、まっすぐにそれぞれのフーチング端部方向（大阪～神戸方向）に延びていた。さらに、フーチング側面においても、フーチング上面から下面方向へ約1.5mの範囲でひびわれが進行している。なお、ひびわれ幅は数mm程度であった。

### (3) 損傷原因の推定

フーチングの曲げモーメントによる応力照査の結果を表-3に示す。事例①と同じ考え方で想定した外力に対して、上側鉄筋応力度が降伏強度を越えることが予想される。また、上側鉄筋量は、有効幅内で下側鉄筋量の1/4.3、全幅内で1/3.2であり、道示の規定「上側鉄筋量は下側鉄筋量の1/3以上配置させなければならない」に照らしてみても、上側鉄筋量は不足しており、当初の設計外力より大きな荷重を受けたため、フーチングの損傷に至ったと推定される。

表-3 フーチングの曲げモーメントによる鉄筋応力照査結果②

	設計水平震度	発生応力度kgf/cm <sup>2</sup>	許容応力度kgf/cm <sup>2</sup>
上側鉄筋	震度法レベル kh=0.25	6, 165	2, 700
	保耐法レベル kh=0.37	9, 124	2, 700
下側鉄筋	震度法レベル kh=0.25	2, 588	2, 700
	保耐法レベル kh=0.37	4, 539	2, 700

(4) 補修・補強方法

補強図を図-6に示す。応力照査の結果、震度法レベルの外力に対して、上側鉄筋の発生応力は6,000kgf/cm<sup>2</sup>を越えており、上側鉄筋量の増加のみで対処するためには、非常に大きな鉄筋量が必要となり、鉄筋定着方法に問題が生じる。したがって、補強方法としては、プレストレス導入工法を採用した。この施工法は、大型のタービン、コンプレッサ、ディーゼルエンジン、プレス等の基礎コンクリート補修や鉄道橋脚の亀裂・打継補強等に多くの工事実績を有する工法で、本フーチングの補修・補強対策としては適切な方法と判断した。

プレストレスの導入は、まずPC鋼棒(φ32mm)6本をフーチング内部へ定着の上、55tf/本で緊張して固定した。また、ひびわれ部にはエポキシ樹脂を高圧力で充填した。使用したエポキシ樹脂は、高い接着性および圧縮・曲げ引張強度を有し、耐久性に優れる水中硬化型エポキシ樹脂である。軸力330tfのプレストレス導入により、フーチング上側鉄筋の発生応力は2501kgf/cm<sup>2</sup>となり、許容応力度を満足する結果となった。表-4に使用材料一覧表を示す。

表-4 使用材料②

エポキシ注入材	T/Wアテック 341, 344
エポキシパテシール材	サブコートS
注入鋼管シール材	ポリマーアンカー
注入鋼管	高圧焼鈍し銅管
フィッティング・ニップル	高圧フィッティング・ニップル
洗浄材	アセトン
グラウト材	デソカE S、デソカロイカスパー

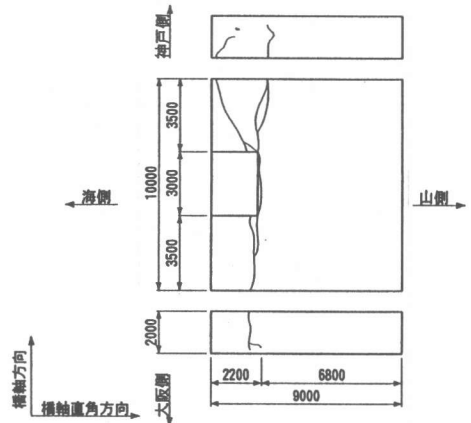
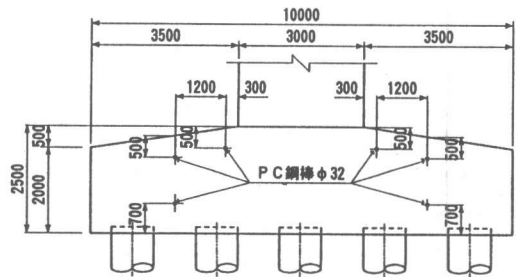
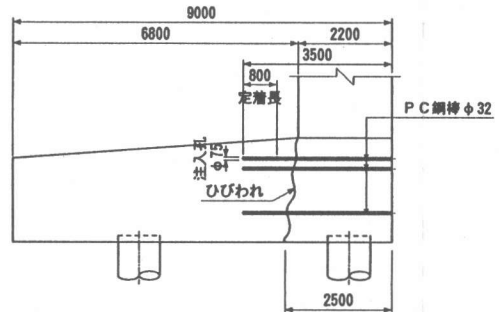


図-5 ひびわれ状況図②



(a) 断面図



(b) 側面図

図-6 補強図②

### 3. Strut-and-Tie モデル試算結果

#### 3. 1 Strut-and-Tie モデルの概要

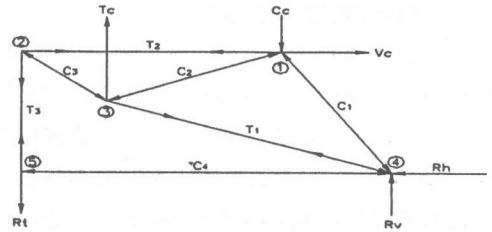
Priestleyは、柱フーチング接合部領域のひびわれの有無によって、Strut-and-Tieモデルを図-7に示す2つのモデルを考えている。

柱フーチング接合部領域にひびわれが発生しない場合(図-7(a))、引張力 $T_c$ の作用点と杭反力作用点 $R_v$ を結ぶようにtie( $T_1$ )が形成されるとしている。また、ひびわれの発生によって、tie( $T_1$ )が引張抵抗できなくなり、その結果、圧縮力 $C_c$ および反対側の杭反力作用点 $R_t$ を結ぶStrut( $C_4$ )が形成される(図-7(b))。

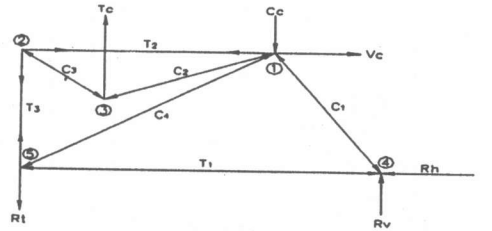
#### 3. 2 試算検討および結果

検討に用いた橋脚は、事例①で記述したものであり、保耐法レベルの外力に対して調査結果と試算結果の対比を行った。

最初に、橋脚フーチング接合部領域の平均主引張応力度を計算すると $f_t = 17 \text{ kgf/cm}^2$ となり、コンクリートの引張強度： $f_{ct} = 19 \text{ kgf/cm}^2$  ( $f_{ct} = 0.5 f_c^{2/3}$ )以下であることから、橋脚フーチング接合部領域にはひびわれが発生しないものと考えられた。そこで、図-8に示すひびわれ発生前のStrut-and-Tieモデルを用いて計算を行った。表-4に計算結果を示す。フーチング上面鉄筋に相当する $T_2$ には引張力が作用する結果となった。このとき、上面全鉄筋( $A_s = D13-18$ 本 $= 22.806 \text{ cm}^2$ )を考慮すると、鉄筋応力度は約 $6800 \text{ kgf/cm}^2$ となり、曲げひびわれが発生することになり、損傷状況と計算結果は一致する。



(a) ひびわれが発生しない場合



(b) ひびわれが発生する場合

図-7 柱フーチング接合部領域のひびわれ有無によるStrut-and-Tieモデル

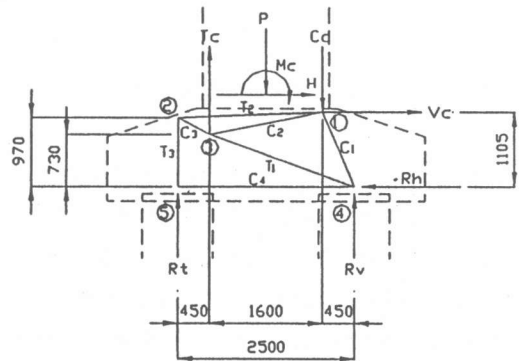


図-8 Strut-and-Tie モデル

表-4 Strut-and-Tie試算結果

	作用力	状態		作用力	状態
P (tf)	436.7	-	R h (tf)	131.1	-
H (tf)	131.1	-	C 1 (tf)	708.4	圧縮
M c (tf・m)	807.1	-	C 2 (tf)	434.4	圧縮
T c (tf)	286.1	引張	C 3 (tf)	315.0	圧縮
C c (tf)	722.8	圧縮	C 4 (tf)	65.6	引張
V c (tf)	131.1	-	T 1 (tf)	278.3	引張
R t (tf)	161.7	引抜	T 2 (tf)	157.0	引張
R v (tf)	598.4	押込	T 3 (tf)	161.7	引張

#### 4. FEM 解析による検討

Priestley の提案では, Strut-and-Tie モデルの弦材力の算出は可能であるが, 弦材の耐力式が示されていない。ここでは, 3. で仮定した Strut-and-Tie モデルにおける弦材 C1 に着目し, FEM 解析による弦材 C1 の耐力の算出を行った。解析モデルを図-9 に示す。

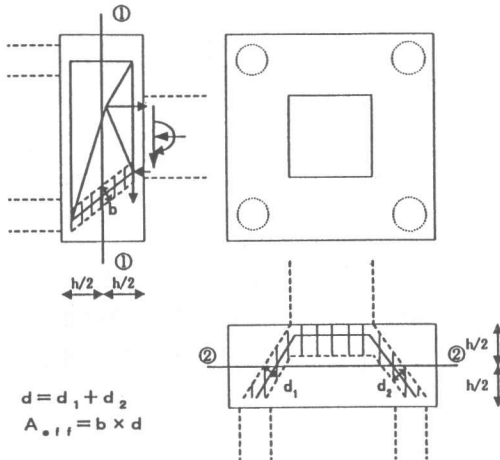


図-9 FEM解析モデル

##### 4. 1 有効面積および材料強度の設定

図-9 に示す有効幅  $b$  および  $d$  の算出を行い, 弦材 C1 の有効面積:  $A_{eff}$  を求めた。図-10 は FEM 解析により求められた応力値をグラフに示したものである。なお, この断面はフーチングの高さを  $h$  とした場合,  $h/2$  の断面である。

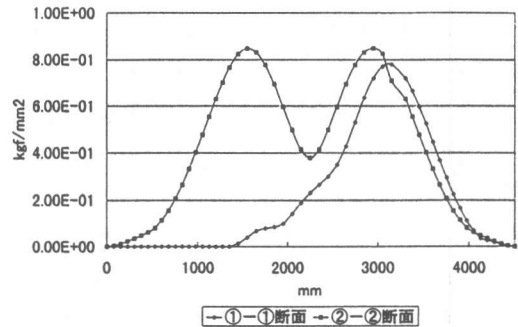
有効幅  $b$  および  $d$  の算出は, 単位長さ当たりの作用力:  $P$  kgf/mm, 最大応力値:  $\sigma$  kgf/mm<sup>2</sup> として,  $P/\sigma$  により求めた。  $b$ ,  $d$  および  $A_{eff}$  を求めると,  $b=1208$  mm,  $d=1804$  mm,  $A_{eff}=21792$  cm<sup>2</sup> となる。

また, 弦材 C1 の材料強度を  $\sigma=240$  kgf/cm<sup>2</sup> と設定した。

##### 4. 2 耐力算出

上記条件より, 弦材 C1 の耐力を算出すると, 5230tf となり, Strut-and-Tie モデルにより求められた作用力 708tf よりも大きいため, フーチ

ングは十分耐力を有していることになる。



縦軸: 応力値(kgf/mm<sup>2</sup>)  
横軸: フーチング端からの距離(mm)

図-10 有効幅  $b$  および  $d$  の分布図

#### 5. まとめ

以上より得られた結果を以下に示す。

- ① Strut-and-Tie モデルにより試算した結果, 本橋脚では損傷状況と試算結果が一致しており, 本法による損傷状況の説明ができた。
- ② FEM 解析により求められた弦材 C1 の耐力は, Strut-and-Tie モデルにより求められた作用力より大きいため, フーチングの耐力は十分であることが分かった。

なお, 今後は杭配置および杭列が異なった橋脚についての検討や実験による検証を行いたいと考えている。

#### 【参考文献】

- 1) Yan Xiao, M.J. Nigel Priestley and Frieder Seible: Seismic Assessment and Retrofit of Bridge Column Footings, ACI Structural Journal January-February 1996
- 2) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編: 日本道路協会 平成 8 年 1 2 月