

# 論文 マクロ式を用いた RC 構造物のせん断耐力評価に対する一考察

阿部 淳一\*1・渡辺 健\*2・川口 和広\*3

**要旨**：鉄筋コンクリート構造物の照査では、設計者は技術基準に記載されたマクロ式に従い照査を行うが、RC 構造物によっては、マクロ式の適用が困難な形状を有する構造物がある。この場合、設計者が安全側の範囲で計算を簡略化して照査を行ったつもりでも、構造物の力学状態がマクロ式と一致しないと、その行為は安全な設計を必ずしも実現できない。このような観点のもと、本論文では、RC 構造物のせん断耐力を、マクロ式を用いて算定した。そして、非線形 FEM 解析により、その算定結果の妥当性を検証した。これらの検証を基に、RC 構造物のせん断耐力評価に対するマクロ式の適用方法の判断における合理性と危険回避について考察した。

**キーワード**：せん断耐力, 特殊形状, マクロ式, FEM 解析

## 1. はじめに

橋梁などの土木構造物には、建設空間の制約や意匠などによって複雑な形状が要求される鉄筋コンクリート (RC) 構造物がある。このような RC 構造物に対しては、自由度の高い非線形有限要素解析を用いた照査体系の実現が求められる。しかし、一般にこのような複雑な形状を有する RC 構造物の照査では、設計者は悩み、経験や資料<sup>1),2)</sup>を参考にマクロ式などを適用して行うことがあると考えられる。この時、設計者は自らの判断で計算を簡略化して「安全側」の範囲で照査を行ったつもりでも、想定した作用に対する RC 構造物の応力状態が異なると、安全であるとした設計者の思惑が実現できない恐れがあり、適切な設計解 (構造物のかたち) の創造が実現できていない場合があると考えられる。

本論文ではマクロ式の設定背景を基に、照査における RC 構造物の、いわば“みなし方”について合理性と危険回避の点で検証することを目的としている。そのために、例として特殊な形状を有する RC 構造物のせん断耐力について、有効量を設定して (みなして) マクロ式により算定した。そして、非線形 FEM 解析を実施して、マクロ式による耐力評価について、設定した有効量の妥当性を検証した。これには、マクロ式の設定背景である要素実験と、特殊な形状を有する RC 構造物の対象部位の応力状態を比較した検討を含むものである。

## 2. 特殊形状モデル

本論文が対象とした特殊形状モデルは、図-1 に示す Y 字の形状を示す橋脚 (以下、Y 型橋脚) である。これは、実構造物を基としたモデルである。断面を図-2 に示す。使用材料はコンクリートの設計基準強度 24N/mm<sup>2</sup>,

軸方向鉄筋 SD345-D35, せん断補強鉄筋 SD345-D16-ctc150mm である。

Y 型橋脚は、図-1 の破線で示した部位 (以下、突起部) に上部工反力 (各突起部にそれぞれ 7500kN) および上部工の地震時慣性力が作用する構造である。一方、地震時慣性力に対して、突起部のせん断力に対する照査をどのように行うかが、本特殊形状モデルの有する一つの課題であった。なお、橋脚本体の地震時慣性力はこの影響が小さいと考え、本研究で行うせん断耐力の検討では考慮に入れていない。

## 3. マクロ式の適用

初めに Y 型橋脚に対して、マクロ式を適用させてせん断耐力を算定することを試みた。なお、以下に示す有効量の設定などの行為は、本論文の目的に従い実施したものであり、推奨されている方法ではないことに注意する。

突起部の照査では、2 つの破壊形態を想定した。第一は突起部の卓越したせん断変形を想定し、図-3 のようにせん断スパン  $a$  を突起部の高さ、断面高さ  $H$  を突起部の全断面高さとして算出した。この場合、せん断スパン比  $a/d < 2.0$  となるため、低せん断スパン比の部材であるとし、適用したマクロ式は設計せん断圧縮破壊耐力  $V_{dd}^{(1)}$  を用いた式(1)~(6)。第二に、突起部はあくまでも橋脚の一部分であるとし、せん断スパンを橋脚の全長、断面高さは前述と同様に突起部の全断面高さとした。この場合、せん断スパン比は  $a/d > 2.0$  となるため、棒部材の設計せん断耐力  $V_{yd}^{(1)}$  を用いることとした式(7)~(13)。

$$V_{dd} = (\beta_d + \beta_w) \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bd} \quad (1)$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (2)$$

\*1 北武コンサルタント株式会社 技術部 博士 (工学) (正会員)

\*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博士 (学術) (正会員)

\*3 JIP テクノサイエンス株式会社 解析ソリューション事業部 (正会員)

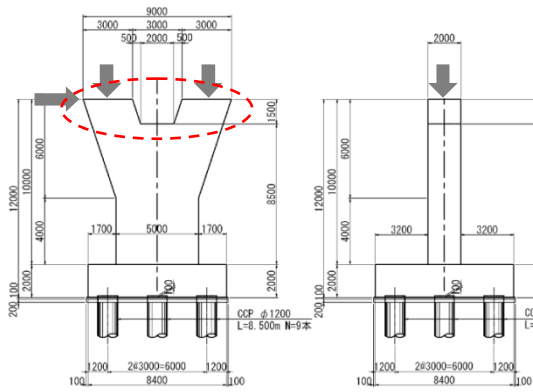


図-1 解析モデル

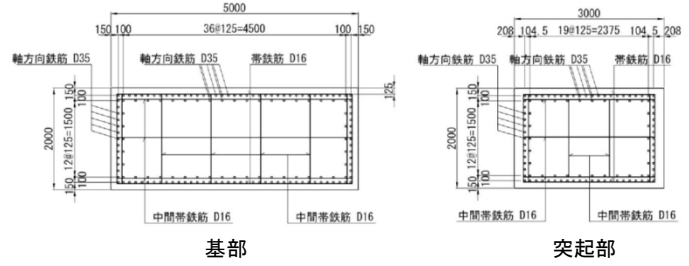


図-2 断面図

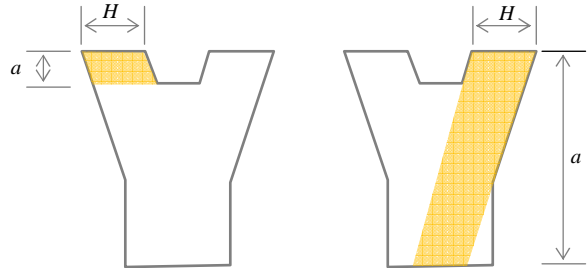


図-3 せん断スパンと断面高さの概念図

$$\beta_p = (1 + \sqrt{100p_v}) / 2 \leq 1.5 \quad (3)$$

$$\beta_a = 5 / \{1 + (a_v / d)^2\} \quad (4)$$

$$\beta_w = 4.2 \sqrt{100p_w} (a_v / d - 0.75) / \sqrt{f'_{cd}} \geq 0 \quad (5)$$

$$p_w = A_w / (b_w \cdot s_s) \quad (6)$$

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (7)$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{ved} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (8)$$

$$V_{sd} = [A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] z / \gamma_{bs} \quad (9)$$

$$f_{ved} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (10)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (11)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \leq 1.5 \quad (12)$$

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d) \quad (13)$$

すなわち、Y型橋脚の突起部において、 $V_{dd}$ および $V_{yd}$ の2つのマクロ式による照査を行えば、適切な設計を行えることが可能と考えた。この2つのマクロ式によるせん断耐力の算出結果を表-1および表-2に示す。ただし、安全係数 $\gamma=1.0$ として算出している。

## 4. 実構造モデルのFEM解析

### 4.1 解析概要

対象としたY型橋脚の突起部が、如何なる応力状態でせん断破壊に至るか客観的に示すために、非線形FEMを実施する。解析モデルを図-4に示す。なお、本解析では突起部のせん断破壊に着目した検討であるため、橋脚断面変化位置からモデル化を行った。これは、このモデル化による突起部での応力分布や耐力について、顕著な差がなかったことを確認したうえで行ったものである。

解析はDIANA Ver.9.4.3を用い、平面応力場を仮定した非線形2次元FEM解析とした。コンクリートは平面応力要素、鉄筋にはコンクリートとの完全付着を仮定した埋込鉄筋要素(パーティプ)、載荷板には梁要素を用いた。材料構成則は、コンクリート要素には回転ひび割れモデルとし、圧縮特性には圧縮破壊エネルギーを考慮した放物線モデルを用いた<sup>3)</sup>。引張軟化特性には引張破壊エネルギーを考慮したHordijkモデル<sup>4)</sup>を用いた。なお、等価長さには要素面積の平方根とした。また横拘束による圧縮強度

表-1  $V_{yd}$ の算定結果

断面高さ h (mm)	3000
断面幅 $b_w$ (mm)	2000
材料係数 $\gamma_c$	1
設計圧縮強度 $f'_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	24
材料係数 $\gamma_s$	1
設計降伏強度 $f_{syd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345
軸力 $N'_d$ (kN)	0
せん断補強鉄筋総断面積 $A_w$ (mm <sup>2</sup> )	993
設計降伏強度 $f_{wyd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345
配置間隔 $S_s$ (mm)	150
$f_{ved}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.577
$\beta_d$	0.776
せん断引張鋼材比 $P_c$	0.00417
$\beta_p$	0.747
$M_{ij}$ (kN・m)	0
$\beta_n$	1
$\gamma_{bc}$	1.3
$V_{cd}$ (kN)	1417.1
$\gamma_{bs}$	1.1
$V_{sd}$ (kN)	4970.1
$V_{yd}$ (kN)	6387.1

表-2  $V_{dd}$ の算定結果

断面高さ h (mm)	3000
断面幅 $b_w$ (mm)	2000
材料係数 $\gamma_c$	1
設計圧縮強度 $f'_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	24
材料係数 $\gamma_s$	1
設計降伏強度 $f_{syd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345
軸力 $N'_d$ (kN)	0
せん断スパン a (mm)	1500
せん断補強鉄筋総断面積 $A_w$ (mm <sup>2</sup> )	993
設計降伏強度 $f_{wyd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345
配置間隔 $S_s$ (mm)	150
$f_{dd}$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.931
$\beta_d$	0.776
$P_c$	0.00417
$\beta_p$	0.823
$\beta_n$	3.855
$M_{ij}$ (kN・m)	0
$P_w$	0.00331
$\beta_w$	0
$\beta_n$	1
$\gamma_{bc}$	1.2
$V_{dd}$ (kN)	10518.0

の増加とひび割れ後の圧縮劣化特性を考慮した。なお、鉄筋要素は全て完全弾塑性モデルとした。

解析は突起部に作用する荷重の作用方向を考慮し、右側突起部(CASE1A)と左側突起部(CASE2A)それぞれに右方向の水平荷重を変位制御により載荷した解析を試みた。なお、このような構造物では支承反力が同時に作用するが、本検討ではこれを考慮にいれていない。

### 4.2 解析結果

図-5には左側突起部に着目したCASE1Aの水平力-水平変位関係を、図-6には最小主応力および最大主ひずみのコンター図を示す。左側突起部の解析では、斜めひび割れが発生して荷重が一度低下するが、その後、再度荷重が増加した。荷重の増加に伴い、図-6の最小主

応力コンター図のように、載荷板から突起部の付根にかけて最小主応力が卓越して発生する領域（以下、圧縮ストラット）が形成されている。最終的に圧縮ストラットが圧縮軟化することにより、荷重が低下した。荷重の最大値は9548kNとなった。

図-7に右側突起部に着目したCASE2Aの水平力-水平変位関係を、図-8には最大主ひずみおよび水平鉄筋ひずみのコンター図を示す。CASE2Aでは突起部の付根から右斜め下方向に最大主ひずみが大きくなり、その後ひずみが増加して斜め方向にずれるように変形し、荷重も低下した。荷重の最大値は8532kNとなった。

すなわちCASE1AおよびCASE2Aでは、応力状態や破壊形態が全く異なった。CASE1Aでは圧縮ストラットが形成され、圧縮ストラットが圧縮軟化することで荷重が低下している。一方、CASE2Aでは斜め方向に発生した最大主ひずみが、増大した後に荷重が低下した。このように応力状態や破壊形態が異なることは、同じ部材であっても荷重の作用方向に対して異なった照査が必要であることを示した結果であるといえる。

## 5. 梁モデルのFEM解析

### 5.1 解析概要

3章に示したY型橋脚のせん断耐力の算定では、 $V_{dd}$  および  $V_{yd}$  の2つのマクロ式を適用した<sup>1)</sup>。これらのマクロ式は単純梁の荷重試験を基に作成された実験式であり、それぞれ想定した応力状態や破壊機構が異なる可能性がある。マクロ式の実験を模擬した単純梁の応力状態や破壊形態と、4章に示した実構造物の応力状態や破壊形態が等価ものでなければ、マクロ式の適用や適切な指標の設定が不十分であると考えられる。このような観点のもと、本章では2つのマクロ式を模擬した単純梁のFEM解析を実施し、応力状態や破壊機構を確認するものである。ここで、 $V_{dd}$ を模擬した梁モデルをCASE1B、 $V_{yd}$ を模擬した梁モデルをCASE2Bとする。

### 5.2 解析モデル

解析モデルを図-9に示す。上は $V_{dd}$ を模擬した梁モデルCASE1Bであり、下は $V_{yd}$ を模擬した梁モデルCASE2Bである。 $V_{dd}$ を模擬した梁モデルでは、図中に赤い箇所を示しているようにせん断スパン $a$ は突起部の高さである1500mmとし、断面高さはマクロ式の有効高さである2812.5mmとした。梁モデルはいずれも、2点荷重のモデルとした。

$V_{dd}$ を模擬した梁モデルでは、載荷板の幅 $r$ が最大耐力に影響を受けるため、十分小さい値と考えられる $r/d \approx 0.05$ となる $r=140\text{mm}$ とした。なお、 $V_{yd}$ を模擬した梁モデルでは、図-8に示す最大主ひずみの分布を参考に断面変化位置である6000mmをせん断スパン $a$ とした。 $a/d$

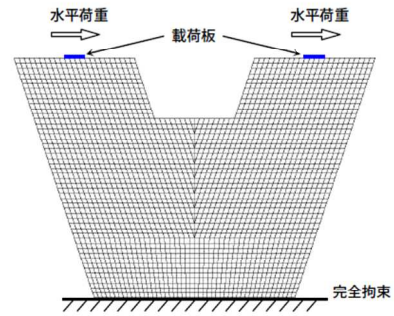


図-4 全体系FEM解析モデル

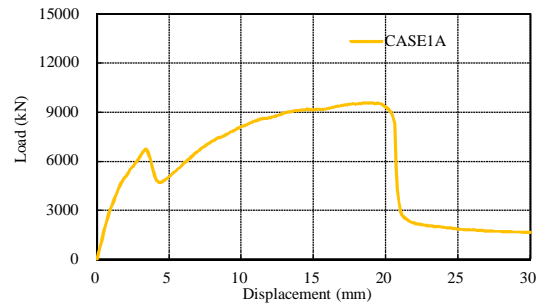


図-5 水平力-水平変位関係 (CASE1A)

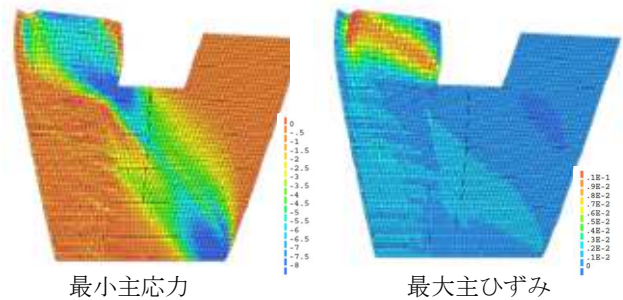


図-6 最大荷重時のコンター図 (CASE1A)

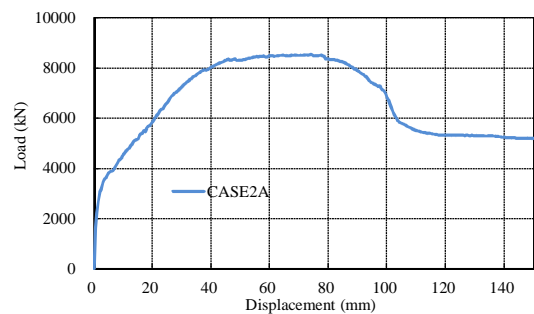


図-7 水平力-水平変位関係 (CASE2A)

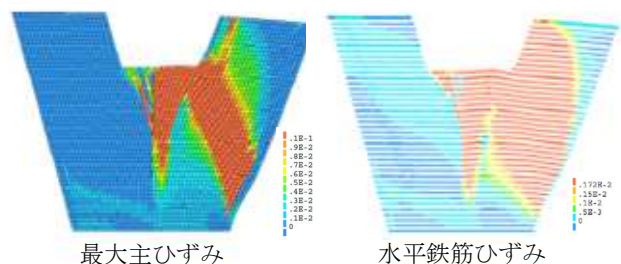


図-8 最大荷重時のコンター図 (CASE2A)

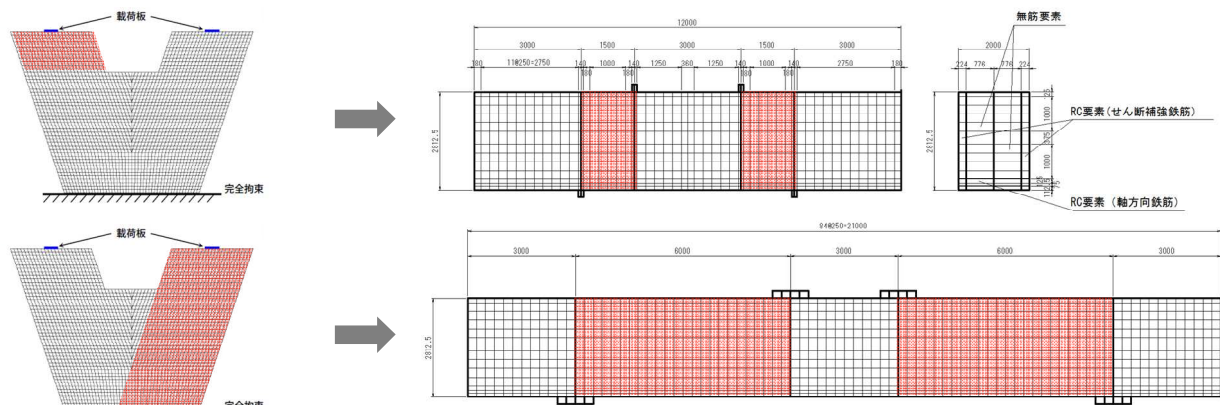


図-9 梁モデル作成の概念図

はせん断耐力に影響するためこれを変数にした検討の余地もあるが、照査に用いられている  $V_{yd}$  式<sup>1)</sup>には  $a/d$  が省略されているため、 $a$  の設定により算定値は変化しない。

解析は FINAS/STAR を用い、前節と同様に平面応力場を仮定した非線形 2 次元 FEM 解析とした。鉄筋コンクリートの構成則は、分散ひび割れモデルに基づく前川らのモデル<sup>5),6)</sup>を用いた。モデル化は、鉄筋配置位置を考慮してメッシュ分割し、鉄筋との付着の影響を考慮する RC 領域と、考慮しない無筋領域に分け、オーバーラップさせて 2 次元でモデル化した。なお、非線形 FEM 解析の結果は、筆者らの解析結果を持ち寄ったものであり、全体系の解析と、梁モデルでの解析では使用している FEM ツールやモデル化が異なる。そのため、応力状態などの定性的な比較は行っているが、最大耐力の詳細な違いなどの定量的な考察は行わないこととした。FEM ツールやモデル化の違いによる結果の違いについては、今後詳細に検討を行う必要があると考えられる。

### 5.3 解析結果

解析結果を以下に示す。まず  $V_{dd}$  を模擬した CASE1B の結果を示す。図-10には鉛直力-鉛直変位関係を示す。また図-11には最小主応力、最大主ひずみのコンター図を示す。CASE1Bでは、図-11の最小主応力コンター図のように、荷重の増加に伴い載荷板と支承板の間で圧縮ストラットが形成されている。最終的に載荷板直近の要素のひずみが増大すると共に荷重が低下した。荷重の最大値は 11044kN となった。

次に、 $V_{yd}$  を模擬した CASE2B の結果を示す。鉛直力-鉛直変位関係は図-10に示してある。図-12には最大主ひずみ、および水平鉄筋ひずみのコンター図を示す。CASE2Bでは、梁下面から鉛直方向に発生した最大主ひずみが斜め方向に進展し、さらにせん断補強鉄筋のひずみが増大して荷重が低下した。荷重の最大値は 7684kN となった。なお、図-5,7では RC 橋脚全体の変形が含まれているため、図-10に示す荷重に対する変位は異なる結果となった。

これらの検討より、CASE1B および CASE2B では、異

なるマクロ式であるため、当然、応力状態や破壊形態が全く異なることがわかる。CASE1Bでは載荷板と支承板間で圧縮ストラットが形成され、載荷板近傍の要素のひずみが増大し、荷重が低下している。一方、CASE2Bでは斜めひび割れが進展し、せん断補強鉄筋のひずみが増大し、荷重が低下した。

## 6. マクロ式の適用性に関する検討

### 6.1 左側突起部の検討

#### (1) 解析結果の比較

図-6に示した実構造モデルの左側突起部と、 $V_{dd}$  を模擬した梁モデルである図-11の主応力コンター図を比較する。図のように実構造モデルと梁モデルでは、圧縮ストラットが形成される同様の応力状態であることがわかる。しかし、実構造モデルでは、突起部の付根から載荷板に向かい圧縮ストラットが流れ、突起部の断面高さ全域に圧縮ストラットは形成されていない。一方、梁モデルでは載荷板から支承板にかけて断面高さ全域に圧縮ストラットが形成されている。

次に、各モデルの応力状態を詳細に検討する。図-13には既往の文献<sup>7)</sup>の圧縮ストラットの幅の決定方法を参考に、最大荷重の 0.9 倍時における、引張鉄筋直上の要素の応力分布を示す。応力は水平が全体モデル、鉛直が梁モデルで、それぞれ荷重の載荷方向となる。図は横軸に水平（鉛直）応力、左側縦軸に全体モデルの結果として突起部天端からの距離を示す。突起部天端からの距離が 1500mm の位置が、突起部の付根部分となる。一方、図の右側縦軸には、梁モデルの結果として支点からの距離を表している。図より各応力は、突起部の付根あるいは支点近傍で大きくなり、コンクリートの圧縮強度  $f_{ck}$  の 0.3 倍を超える領域<sup>7)</sup>の幅は、全体モデルでは約 250mm、梁モデルでは約 160mm となり、梁モデルのほうが小さい結果となった。

以上のように、実構造モデルと梁モデルでは、破壊形態は同様なものの、応力分布が若干異なった。これは、種々のせん断耐力式の中から、筆者らが  $V_{dd}$  式を適用し



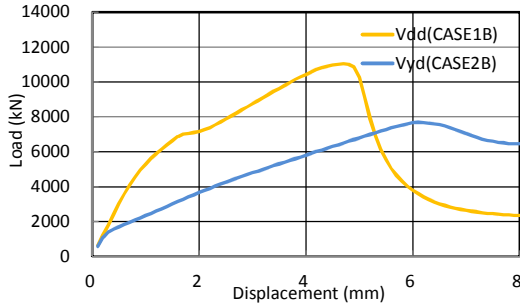


図-10 梁モデルの鉛直力-鉛直変位関係

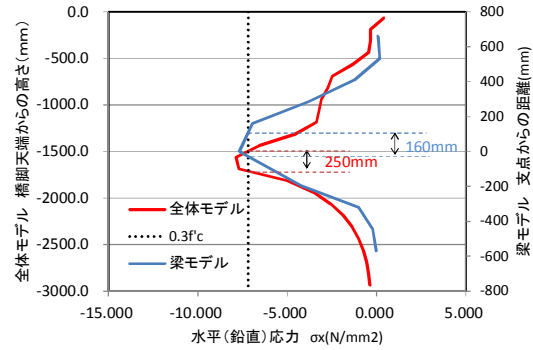
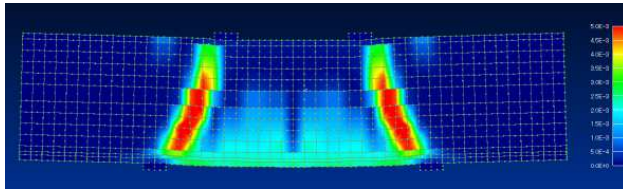
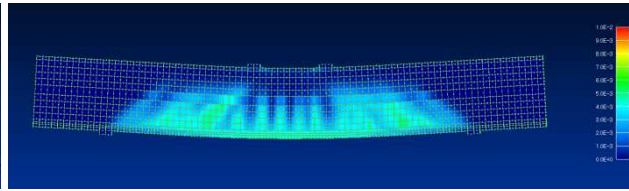


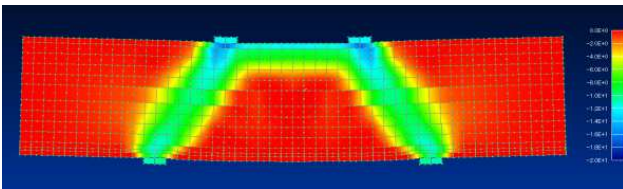
図-13 引張鉄筋直上の要素の水平応力分布



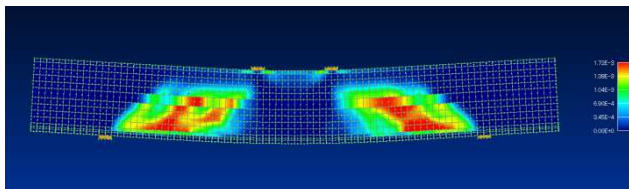
最大主ひずみコンター図



最大主ひずみコンター図



最小主応力コンター図



せん断補強鉄筋ひずみコンター図

図-11  $V_{dd}$  モデルのコンター図

図-12  $V_{yd}$  モデルのコンター図

たことは妥当であると考えられるが、断面高さおよび載荷板幅の考慮が適当ではなかったと考えられる。そこで、実構造モデルと等価となるような梁モデルを再構築し、その結果を比較する。

## (2) 梁モデルの再構築

(1)に示したように、実構造モデルに比べ梁モデルでは圧縮ストラットが形成される断面高さが高い、および圧縮ストラットの幅が250mm、の2点について違いがみられた。これらを踏まえ、梁モデルを図-14のように再構築した。着色した箇所が梁モデルの対象範囲である。これは、図-9の梁モデルを基に、断面高さを実構造モデルにおける沓幅の位置までである2000mmに変更し、載荷板幅を250mmに変更したものである。図中の青い四角が梁モデルに置き換えた場合の載荷板の位置を示しており、この間で圧縮ストラットが形成されるものと仮定し、梁モデルを構築する。

再構築した梁モデルの鉛直力-鉛直変位関係を図-15に、図-16には最小主応力コンター図を、図-17には引張鉄筋直上の要素の鉛直応力分布を示す。図-15により、最大耐力は9789kNとなり、実構造モデルの9548kNと比較的近い値となった。また図-17より $0.3f_c$ となる範囲は250mmとなり、実構造モデルと同程度となっている。

以上のように、実構造モデルの応力状態を基に梁モデルを構築すると、同程度の最大耐力となる解析結果が得られた。梁モデルにより同程度の解析結果が得られたこ

とは、マクロ式の基となる梁の載荷試験を再現できたことになる。すなわち、特殊な形式を有する構造物や部材であっても、破壊形式や応力状態を把握すれば、既存のマクロ式を用いて照査を行えることを示した結果である。ただし、この場合、設計者はマクロ式が対象としている部材の破壊状態や応力状態を、適切に認識している必要があることも追記しておきたい。

## 6.2 右側突起部の検討

図-8に示した実構造モデルと、 $V_{yd}$ を模擬した梁モデルである図-12のコンター図を比較する。なお、 $V_{dd}$ を模擬した梁モデルとの比較は、前述の結果から全く異なることが明白であるため、比較の対象としない。

図のように実構造モデルでは斜め方向に発生している最大主ひずみが、部材を突き抜けるように発生しているのに対し、梁モデルでは斜め方向に発生している最大主ひずみが、部分的に大きくなっている。これは、せん断補強鉄筋のひずみ分布からも明白のように、実構造モデルでは突起部の全域に対して大きな最大主ひずみが発生しているのに対し、梁モデルでは局所的に最大主ひずみが大きく発生し、2つのモデルの耐荷機構が全く異なることを示した結果である。すなわち、右側突起部においては、筆者らが選択した $V_{yd}$ 式や $V_{dd}$ 式で設計を行うことは適切ではないことを示した結果である。この場合、異なるマクロ式、あるいは本解析のような結果を用いて、適切に照査をする必要があると考えられる。

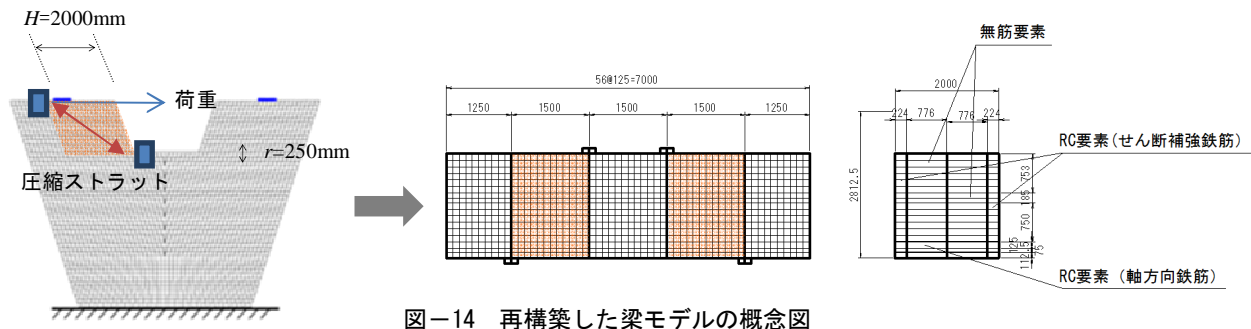


図-14 再構築した梁モデルの概念図

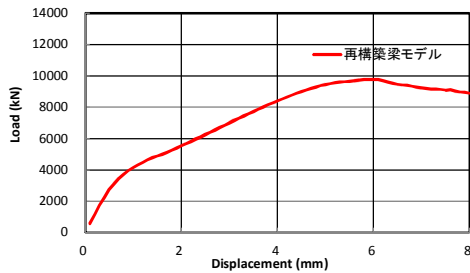


図-15 鉛直力-鉛直変位関係

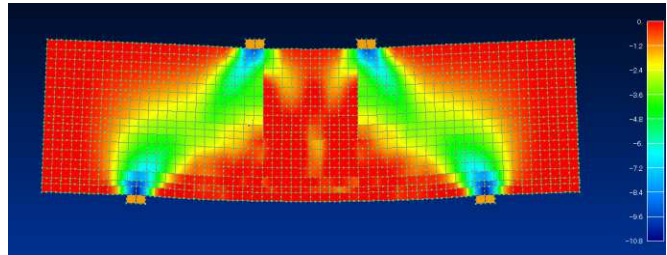


図-16 最小主応力コンター図

## 7. まとめ

本論文では特殊な形状を有する Y 型橋脚を例に、マクロ式の設定背景である要素実験と実構造物の応力状態を非線形 FEM 解析により比較し、マクロ式の適用方法の判断における合理性と危険回避について考察した。得られた知見を以下に示す。

1. 左側突起部と、 $V_{dd}$  の要素実験を模擬した梁モデルの FEM 解析を比較すると、圧縮ストラットが圧縮軟化する破壊形態を示した。しかし、圧縮ストラットが断面全域に形成されていないなどの違いが確認された。これは、左側突起部の照査に  $V_{dd}$  式を用いることは妥当であったが、式に用いるパラメータの設定が不適切であることを示した結果である。
2. 実構造モデルの応力状態を基に、再度断面高さ、および荷板幅を変更した梁モデルを構築し、解析を試みた。その結果、全体系モデルと同様な結果が得られた。この結果は、特殊な形式を有する構造物や部材であっても、破壊形式や応力状態を推測できれば、既存のマクロ式を用いて照査を行えることを示した結果である。
3. 右側突起部においては、 $V_{yd}$  および  $V_{dd}$  を模擬した梁モデルの解析結果と異なる結果となった。このような場合には、別途異なるマクロ式や詳細な解析を用いて適切に照査をする必要があることが示唆された。

## 謝辞

本論文の検討は、土木学会 コンクリート構造物のせん断力に対する設計法研究小委員会（委員長：佐藤靖彦 准教授）において、関係委員から多くの貴重なご意見を頂戴した。ここに記して謝意を表します。

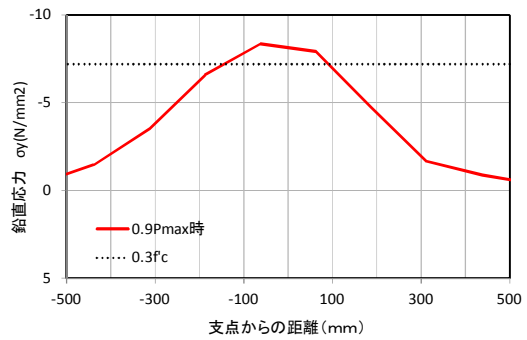


図-17 鉛直応力分布

## 参考文献

- 1) コンクリート標準示方書【設計編】，土木学会，2004
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善株式会社，2004
- 3) FEENSTRA, P.H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 4) HORDIJK, D.A. : Local Approach to Fatigue of Concrete, Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, 1991
- 5) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991
- 6) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear mechanics of reinforced concrete, Spon Press, London, 2003
- 7) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第 2 回 RC 構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-128，1983