

大きな水平力を受ける主桁端部固定支承近傍の補強方法

武 藤 隼 彦*
原 敬 直**
迎 邦 博***

まえがき

最近、高速道路では、多径間のPC長大橋で中央ヒンジを有する形式が次第に姿を消し、伸縮継手箇所が少ない、走行性のよい長径間連続桁橋が架設されるようになってきた。このような長径間連続桁構造において問題となるのは、地震水平力の下部工への伝達方法である。中小規模の道路では、この水平力を固定沓1か所での方法が一般的に採用されており、特に地形上から図-1に示すように端支点で全水平力をとる方法が多い。このような大きな水平力を受ける端支点に対しても、あらゆる他の支承部構造と同様、単に沓に鉛直力と水平力が作用するものとしての沓の設計とアンカーバーのせん断抵抗の検討および、橋台、橋脚部の沓前面の欠け落ちに対する検討がなされているだけであり、主桁端部の引きちぎれに関する検討がなされていない。

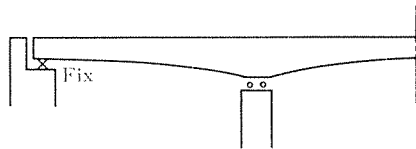


図-1

現在、中央高速自動車の伊那・飯田地区にディビダーク式のPC 3~5径間連続桁橋が5橋架設されているが、全橋とも地形上地震水平力を端支点の橋台へ固定沓で伝達する方法が採用されている。いずれも橋長187~277mにおよぶ長大橋で、端支点が受ける水平力(960~1600t)は非常に大きく、前記桁端部の引きちぎれの問題を無視することはできない。そこで、これを検討する式を想定し、この簡易式の妥当性を確認するため、中田切川橋では1/3模型実験、模型のFEM解析、また、与田切川橋では実橋のFEM解析を行い簡易式と比較したところ十分な安全性が確認された。

* 日本道路公団名古屋建設局伊那工事事務所 構造工事区工事長

** 株式会社千代田コンサルタント設計部主任

*** 住友建設株式会社技術研究所

この結果は、桁端部をプレストレスで補強する場合、中小規模の連続桁や単純桁の端支点にも一般に適用できるものと思われる。

1. 検討方針

大きな水平力を受ける固定側桁端部の補強方法としては、

- 1) 沓から桁端までの縁端距離を長くする。
- 2) 沓付近にPC鋼材を配置し、プレストレスを与える。
- 3) 沓に大きなアンカーフレームを設ける。

等が考えられる。このうち3)については、太径のアンカーバー、鉄筋およびPC鋼材が集中的に配置されている場所に、大きなアンカーフレームを設置することは、主桁の断面形状に大きな影響を与え、コンクリートの打設をかなり困難にする。そこで比較的容易に施工できる1)、2)の併用により補強方法を採用することにし、その設計方法、すなわち簡易式を検討する。

沓の設置される部分の桁の形状は、腹版・底版・横桁の交点であり、構造的にも複雑であるが、立体光弾性試験：立体FEM解析等によれば、かなり正確な結果が期待できる。ただ、いずれも多額の費用と多大な時間を要する。

そこで次のような方法をとることにする。

- 1) 平面保持の法則が成り立つ桁理論による簡易式の想定。
- 2) 複雑な立体構造を一平面内の問題としてモデル化し、これをFEM解析し、1)の妥当性を求める。
- 3) 実橋と同一材料を用いた模型実験で2)の妥当性を求める。

なお、実際の作業にあたっては、次の方法をとることにする。

- 1) 桁理論を用いた簡易式の想定。
- 2) 与田切川橋において簡易式による補強を行い、複雑な形状を平面問題としてとらえ、FEM解析を行う。

3) 中田切川橋において、簡易式による補強を行い、これに従い製作した 1/3 模型の模型実験と、この模型に対する FEM 解析を行う。

2. 簡易計算方法

(1) 考 え 方

橋軸方向に地震が作用すると沓のアンカーバーより橋体コンクリートに大きな支圧応力が生じる。このとき、アンカーバー前面のコンクリートが支圧応力により圧壊しないように、アンカーバーの径および付着長を定める必要がある。しかし、太径のアンカーバーを用いた場合のコンクリートの支圧強度に関する実験資料としては、首都高速道路公団の比較的細径のアンカーバーに関する一連の実験で、径が大きくなると支圧強度は減少する傾向にあるということがわかっている程度であろう。

よって当設計では、日本道路公団の設計要領のメナーゼヒンジの項にあるコンクリートの支圧応力度および許容支圧応力度算定式 (1), (2) を用いて、コンクリートの支圧応力度アンカーバーのせん断応力の両面からアンカーバーの径を定める。

$$\sigma_c = H/2.5 D^2 n \dots\dots\dots (1)$$

$$\sigma_{ca} = (0.25 + 0.05 p/2 D) \sigma_{ck} \leq 0.5 \sigma_{ck} \dots\dots (2)$$

ここに、

- σ_c : コンクリートの支圧応力度
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度
- H : 水平力
- D : アンカーバーの径
- n : アンカーバーの本数
- p : アンカーバーのピッチ
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度

a) 沓が橋台から引張られる場合 (右向荷重と称する) 沓からの水平力は 図-2 に示すように、まずアンカーバーの左側のコンクリート支圧により橋体コンクリートに伝達される。この支圧応力は、次第にピラミッド型に広がっていく。この広がり限界線を 45° と仮定すると、図-2 の $\triangle abc$ 型の応力を生じている領域が構成される。この領域が、a-c 断面で引きちぎれない補強

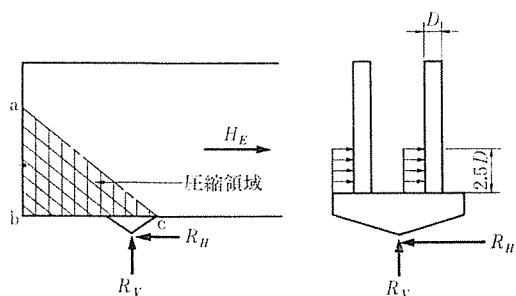


図-2

方法を考えればよい。ただしアンカーバー右側のコンクリートの引張抵抗およびアンカーバーのせん断抵抗は無視する。

b) 沓が橋台へ押付けられる場合 (左向荷重と称する) 沓からの水平力は、図-3 に示すように、まずアンカーバー右側のコンクリートの支圧により橋体コンクリートに伝達される。この支圧応力は次第にピラミッド状に広がっていくが、前項と異なり、広がっていくほうが橋体の中である。この部分は、圧縮を受ける領域であり、桁端側コンクリートが拘束されていないので、A-A 断面でちぎれることはない。しかし本項の地震力が発生した場合、アンカーバー前面 図-3 ③部の支圧応力と、ひきちぎれに対して配置された PC 鋼材による圧縮応力が合成され、アンカーバー前面が局部的に圧壊する可能性がある。しかし、PC 鋼材によるコンクリート応力は、PC 鋼材定着端より 45° で分散するものとするとき、沓位置付近ではプレストレスは桁全体に分散されているとして大差ない。よってアンカーバーによるコンクリートの支圧応力と主桁全断面にプレストレスが導入されているとしてのコンクリート応力を合成する。

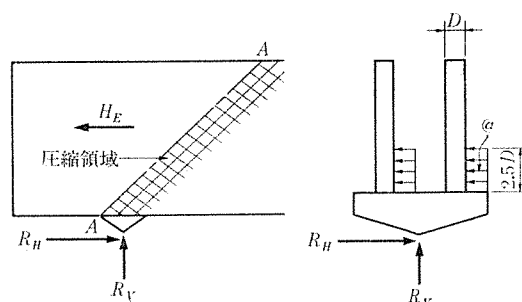


図-3

(2) 許容応力度

PC 橋であり、かつ局部的にもプレストレスを導入して補強するのであるから、PC 部材としての許容値を採用する。

しかし、局部応力に関する許容値は既存の各規準では明示されていない。道路橋ではあるが、地震力に対しての検討であるので、繰返し荷重の影響を考慮する必要はない。よって、日本道路協会発行「プレストレストコンクリート道路橋示方書」にはよらず、土木学会発行「プレストレストコンクリート設計施工指針」の橋梁の許容値を採用する。なお、地震時につき、パーシャルプレストレッシングとしても、なんら問題はないと思われる。

$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ の場合、許容値は次のとおりである。

1) 許容曲げ圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{Eca} &= \sigma_{ca} \times 1.5 = 140 \times 1.5 \\ &= 210 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ck}/1.7\end{aligned}$$

2) 許容曲げ引張応力度

$$\sigma_{Eca'} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

3) 許容主応力 (許容斜引張応力度)

$$\sigma_{Eia} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

4) 許容支圧応力度 (プレストレスとの合成時)

2. (1) 項の式 (1) に準ずるものとする。

$$\begin{aligned}\sigma_{Eca} &= \left(0.25 + 0.05 \frac{p}{2D}\right) \sigma_{ck} \times 1.5 \leq \sigma_{ck}/1.7 \\ &= 400/1.7 = 235 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

(3) 簡易計算式

a) 破壊面の仮定 破壊面を図-4に示すように45°と仮定すると、図-5において破壊面は△①②③、△⑥⑦⑧、□①③④⑦⑧となるが、側面抵抗を無視し、近似的に□①①④⑩と仮定する。すなわち、図-6とする。

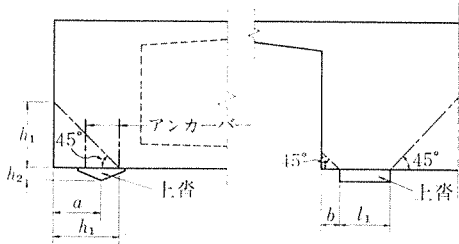


図-4 破壊面の仮定

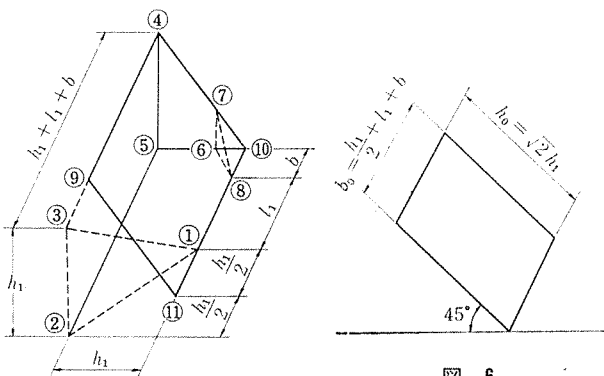


図-5 破壊面の仮定

b) 計算上の仮定 図-7に示すように nP_e , R_V , R_H が作用するものとして、図-6の破壊にて式 (3)、(4) で算出した断面力 M , H , N を用いて全断面有効としたときの桁理論により曲げ応力度、主応力の検討を行う。ただし曲げ応力度が負となる領域では主応力の検討は行わず、引張鉄筋の検討を行う。なお、引張鉄筋は、簡易式の仮定からすると45°の破壊面の法線方向に配置すべきであるが、実際には、縁応力度は水平方向に生じるので、桁下面側に水平方向に配置するものとする。

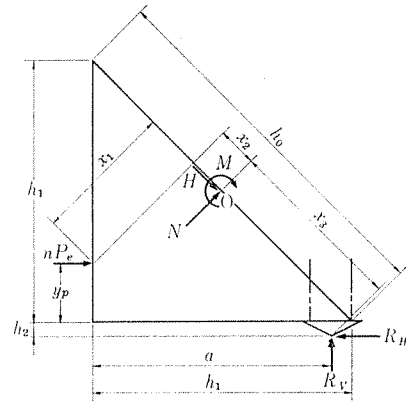


図-7 計算上の仮定

$$\begin{cases} x_1 = 1/\sqrt{2}(h_1 - y_p) \\ x_2 = 1/\sqrt{2}(y_p) \\ x_3 = 1/\sqrt{2}(a + h_2) \\ x_4 = 1/\sqrt{2}(h_1 + h_2 - a) \end{cases} \dots\dots (3)$$

$$\begin{cases} N = 1/\sqrt{2}(nP_e + R_V - R_H) \\ H = 1/\sqrt{2}(nP_e - R_V - R_H) \\ M = 1/2\{nP_e(2y_p - h_1) + R_V(h_1 - 2a) + R_H(h_1 + 2h_2)\} \end{cases} \dots\dots (4)$$

(4) 実橋への適用

a) 中田切川橋 部材寸法およびPC鋼棒による補強については、図-8に示す。

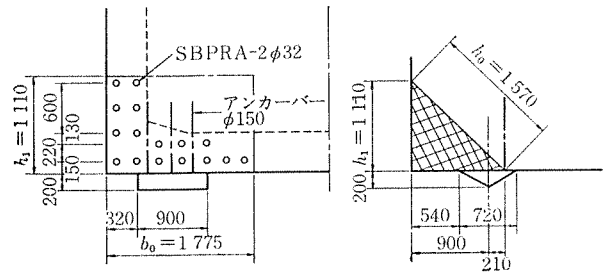


図-8 中田切川橋桁端部

$$\begin{aligned} R_V &= 232 \text{ t} \\ R_H &= 568 \text{ t} \\ nP_e &= 672 \text{ t} \\ h_1 &= 1.100 \text{ m} \\ h_2 &= 0.200 \text{ m} \\ a &= 0.900 \text{ m} \\ y_p &= 0.435 \text{ m} \\ l_1 &= 0.900 \text{ m} \\ b &= 0.320 \text{ m} \end{aligned} \left. \begin{array}{l} \text{とすると} \\ \text{式(4)より} \end{array} \right\} \begin{aligned} N &= 238 \text{ t} \\ H &= -91 \text{ t} \\ M &= 268 \text{ tm} \\ b_0 &= 1.775 \text{ m} \\ h_0 &= 1.569 \text{ m} \\ I &= 0.572 \text{ l m}^4 \\ Z_{0,U} &= 0.728 \text{ 9 m}^3 \\ Z_{1/4,3/4} &= \\ x_0 &= \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} b_0 &= h_1/2 + l_1 + b \\ h_0 &= \sqrt{2} h_1 \\ I &= b_0 h_0^3/12 \\ Z &= b_0 h_0^2/6 \end{aligned}$$

表-1 中田切川橋簡易計算結果

	断面1次 モーメント Q (m³)	せん断 応力 τ (t/m²)	曲げ応力度 σ _c (t/m²)	主応力 (t/m²)
上 縁	0	0	453	453
1/4 点	0.4100	37	269	- 5
図 心	0.5647	49	85	-22
3/4 点	0.4100	37	-98	---
下 縁	0	0	-282	---
σ _c =0点	0.5173	46	0	-46

簡易式による計算結果は、表-1に示すように曲げ応力度、主応力ともに、全位置において許容値を満足する。よって引張鉄筋の算出を行う。

$$T = 1/2 \times \sigma_{cU} \times b_0 \times x_0$$

$$= 1/2 \times 282 \times 1.775 \times 0.604 = 152 \text{ t}$$

$$A_s = T / \sigma_{sa} = 152 \times 10^3 / 2700 = 56.3 \text{ cm}^2$$

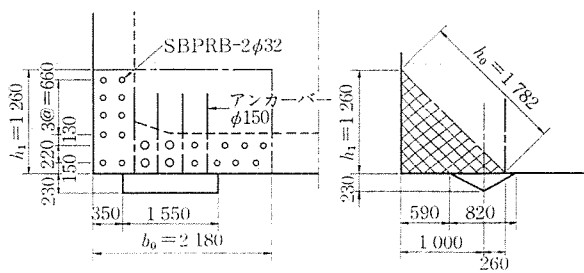


図-9 与田切川橋桁端部

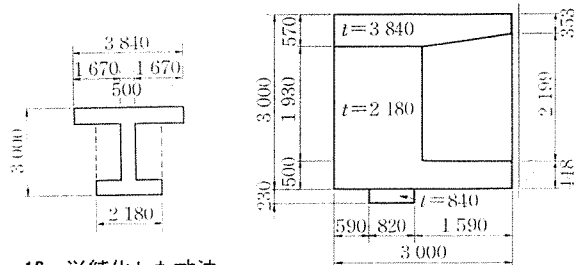
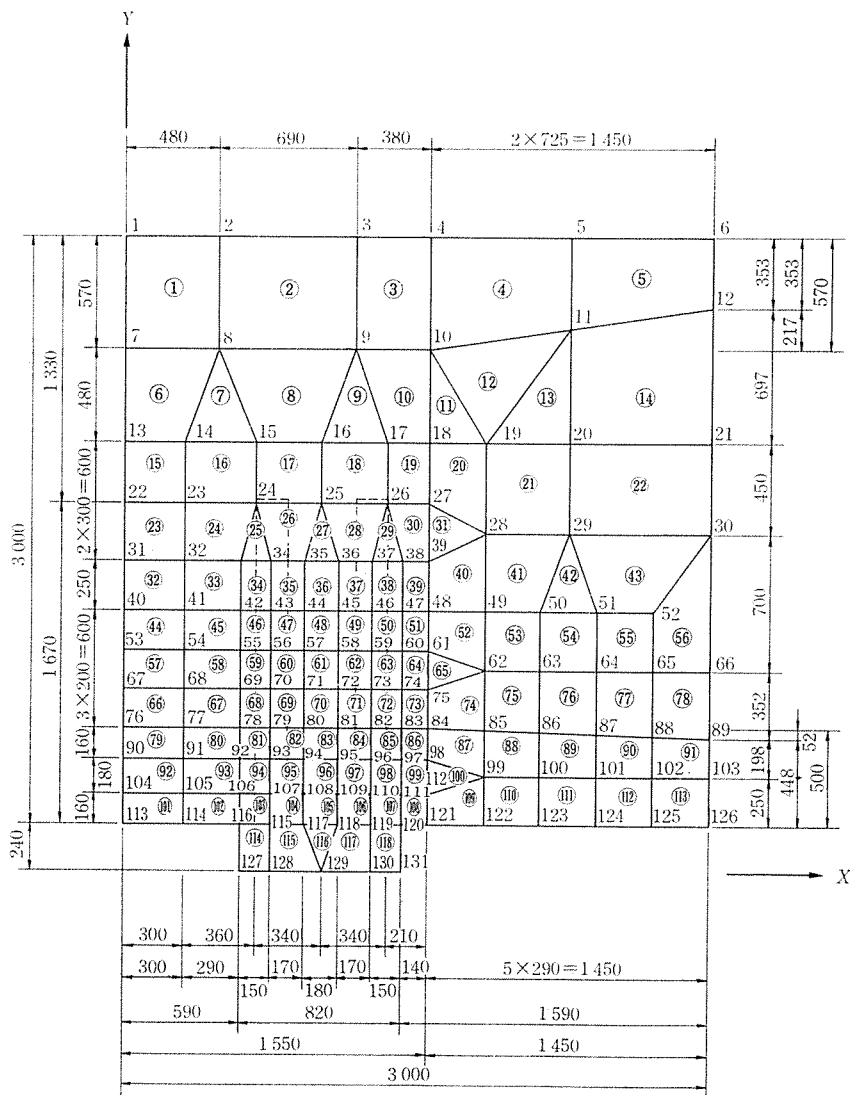


図-10 単純化した寸法

図-11 解析モデル



ヤング係数 $3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
ポアソン比 0.16667

図-12 エレメント

表-2 与田切川橋簡易計算結果

	断面 1 次 モーメント Q (m³)	せん断 応力 τ(t/m²)	曲げ応力度 σ _c (t/m²)	主応力 σ _t (t/m²)
上 縁	0	0	432	432
1/4 点	0.6489	-48	253	-9
図 心	0.8652	-64	74	-37
3/4 点	0.6489	-48	-106	-
下 縁	0	0	-285	-
σ _c =0点	0.8289	-62	0	-62

b) 与田切川橋 部材寸法およびPC鋼棒による補強については、図-9に示す。

$$\left. \begin{aligned}
 R_V &= 320 \text{ t} \\
 R_H &= 796 \text{ t} \\
 nP_e &= 880 \text{ t} \\
 h_1 &= 1.260 \text{ m} \\
 h_2 &= 0.230 \text{ m} \\
 a &= 1.000 \text{ m} \\
 y_p &= 0.457 \text{ m} \\
 l_1 &= 1.200 \text{ m} \\
 b &= 0.350 \text{ m}
 \end{aligned} \right\} \begin{aligned}
 &\text{とすると} \\
 &\text{式(4)より} \\
 N &= 286 \text{ t} \\
 H &= -167 \text{ t} \\
 M &= 414 \text{ tm} \\
 b_0 &= 2.180 \text{ m} \\
 h_0 &= 1.782 \text{ m} \\
 I &= 1.0279 \text{ m}^4 \\
 Z_{0,U} &= 1.1537 \text{ m}^3 \\
 Z_{1/4,3/4} &= \\
 x_0 &=
 \end{aligned}$$

簡易式による計算結果は、表-2に示すように曲げ応力度、主応力ともに許容値を全位置において満足する。よって、引張鉄筋の検討を行う。

$$\begin{aligned}
 T \times 1/2 \times \sigma_{cU} \times b_0 \times x_0 \\
 = 1/2 \times 285 \times 2.180 \times 0.708 = 220 \text{ t} \\
 A_s = T / \sigma_{sa} = 220 \times 10^3 / 2700 = 82 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2. 与田切川橋における FEM 解析

複雑な構造を単純化して、図-10とする。これから解析モデルを図-11とし、図-12のようなエレメントの分割をする。

(1) 荷重のかけ方

沓からの力の伝達は図-13に示す。すなわち、水平力は沓から 2.5D の高さまでアンカーバーに作用させる。鉛直力は、沓の上面を断面とし、アンカーバーを鉄筋と考えた複鉄筋

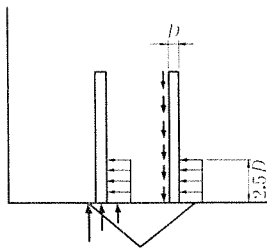


図-13 沓からの力の伝達

コンクリート部材としたときの力関係を採用する。PC鋼材からの力は、定着位置における水平力と鉛直力に分解し採用する。

以上の要領にて求めた力をエレメント分割格点に分配し、格点荷重として作用せしめる。なお、PC鋼材は、図-10の断面内に定着端のあるものだけを採用する。実際の荷重状態は、図-14に示す。

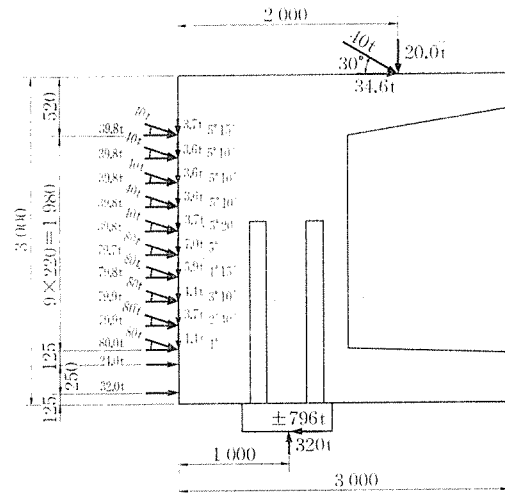


図-14 載荷図

(2) 許容応力度

プレストレスト コンクリート道路橋示方書、プレストレスト コンクリート設計施工指針および DIN に規定されている許容主応力（許容斜引張応力度）は、PC桁を対象とし、曲げ応力の圧縮領域のみ適用されるものである。引張領域に発生した主応力は、圧縮領域に比べ、はるかに大きいにもかかわらず、上記示方書等においては、実験的に圧縮領域の主応力が許容値内にあれば安全であることを確かめた後、計算方法と許容値が定め

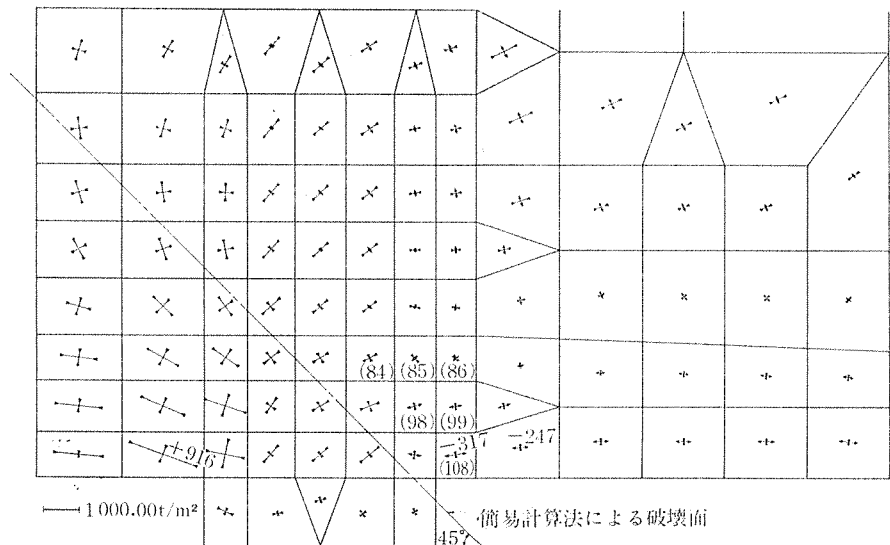


図-15 右向荷重時主応力図

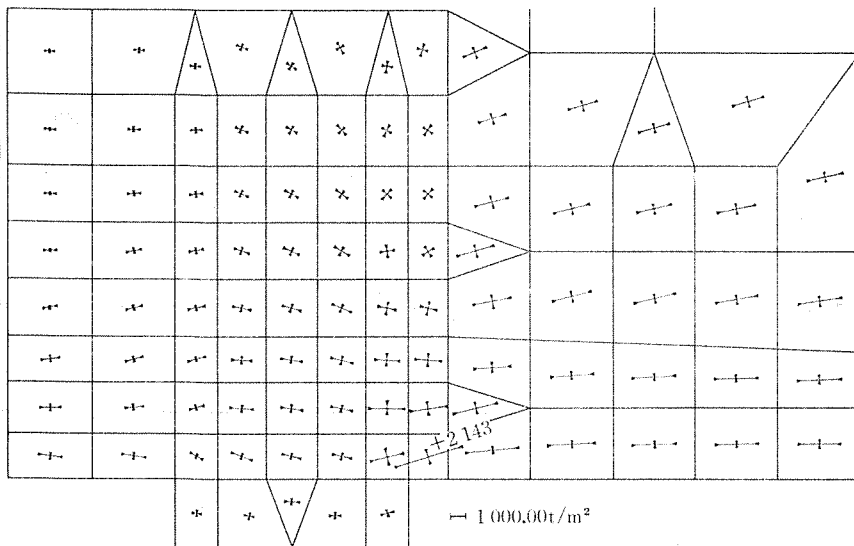


図-16 左向荷重時主応力図

られている。

しかし、ここで行われている計算方法では、桁の計算とはまったく異なり、全領域での主応力が求められている。最も大きな主応力の発生している位置は、部材下縁付近であり、X 軸方向の引張領域ではあるが、Y 軸方向では圧縮領域であるから、引張領域であるからといって無視するわけにはいかない。

しかし、このような場合の主応力に関する許容値については、何の規定もない。そこで桁の場合、その縁応力度が、許容曲げ引張応力度に達している場合を考えると、その縁端では $\tau=0$ であるから、主応力と同じ値になっている。したがって、許容曲げ引張応力度と同じ値を許容主応力としても、現在の桁に対する考え方よりも危険側ではない。

簡易式による検討の場合、簡易式の不正確さを考慮し土木学会制定「プレストレストコンクリート設計施工指針」の一時的な荷重の

場合で橋梁としたときの許容値を採用したが、FEM 解析の場合、厳密解に近いことから同指針に規定されている最大値を採用しても問題はない。よって橋梁の場合の最大値として次の値を採用する。

許容曲げ引張応力度

$$\sigma_{ca}' = 38 \text{ kg/cm}^2$$

許容曲げ圧縮応力度

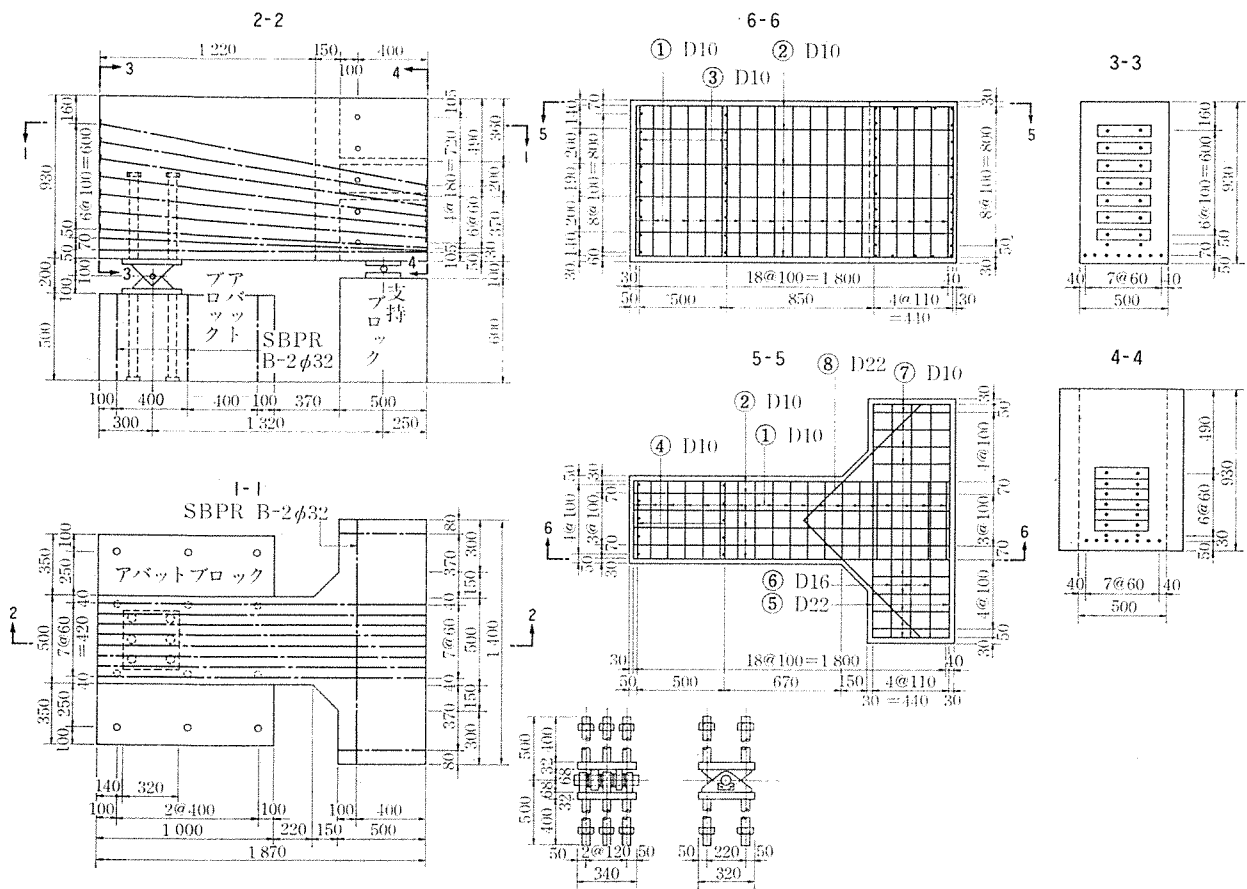


図-17 模型詳細図

報 告

$$\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 1.7 = 400 / 1.7 = 235 \text{ kg/cm}^2$$

(3) FEM 解析結果

解析の結果、右向荷重に対しては、脊付近に負の主応力が集中しており、最小主応力は -317 t/m^2 であり、

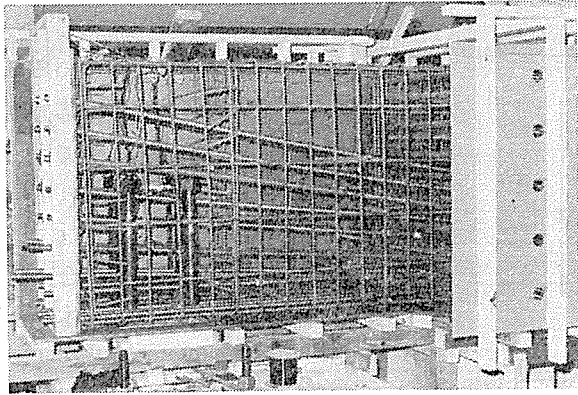


写真-1 脊付近の PC 鋼棒および鉄筋の配置

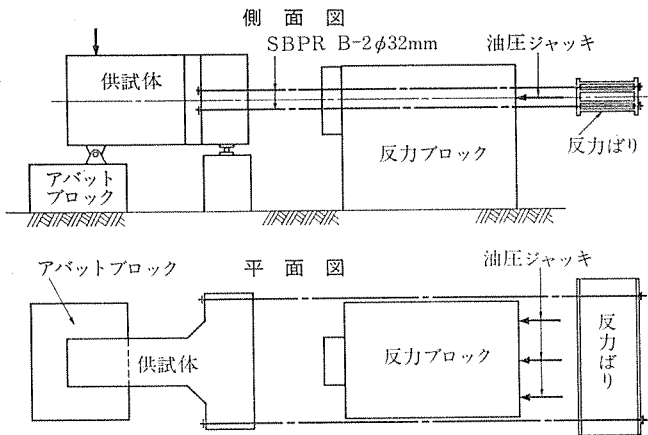


図-18 右向荷重加力図

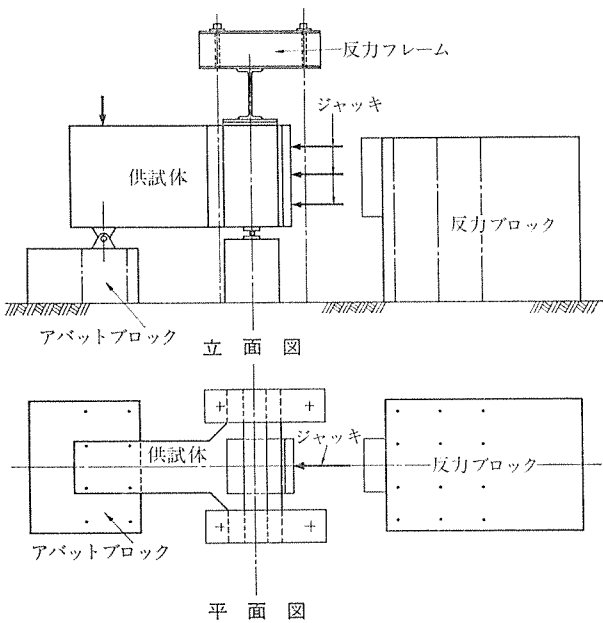


図-19 左向荷重加力図

コンクリート面三軸 W.S.G.

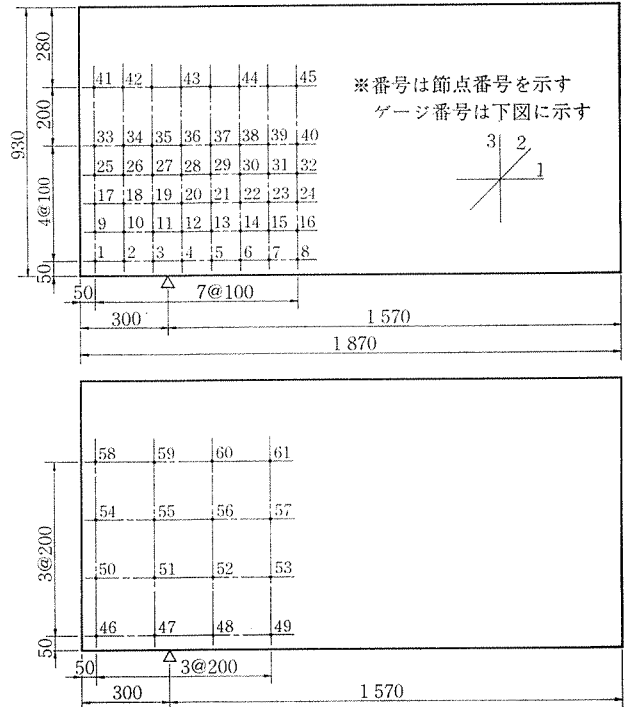


図-20 ゲージ位置図

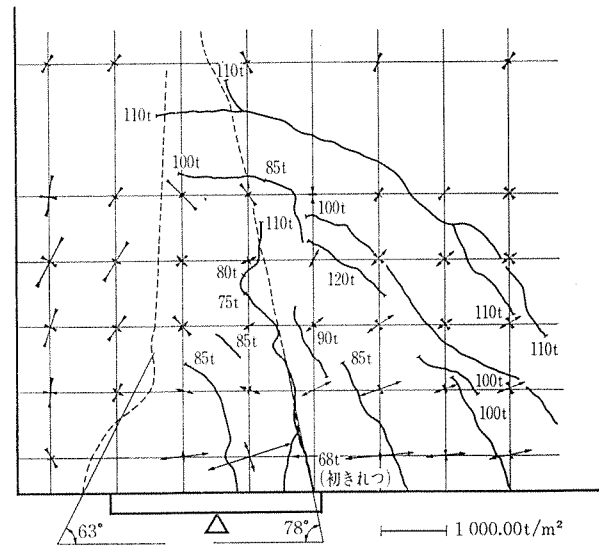


図-21 右方向荷重時きれつ図および主応力図

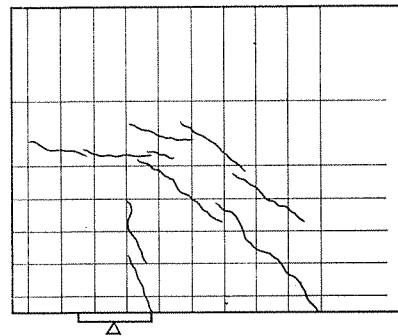


図-22 右方向荷重を 0 t にもどしたときの残留きれつ

最大主応力は $+916 \text{ t/m}^2$ である。また左向荷重時には、ほぼ全断面圧縮となっており、最小主応力は -129 t/m^2 であり、最大主応力は $+2144 \text{ t/m}^2$ となっている。

いずれの場合も許容値を満足している。図-15, 16 に主応力図を示す。

3. 1/3 コンクリート模型による実験

(1) 実験内容

a) 模型の形状 形状は、図-17 に示すように、ブロック状または、版状と呼べる形状のもので、解析上簡単なものとする。原型の支持状態は、2点支持であるが、この実験では片側の1基をとりだした形状とし、沓構造は原型とほぼ同種のものを採用する。

b) 模型荷重条件 原型を1/3に縮尺したときの荷重条件は次のようになる。

$$N_m = N/n^2 = 232/3^2 = 25.8 \text{ t}$$

$$H_m = H/n^2 = 1196/3^2 = 63.1 \text{ t}$$

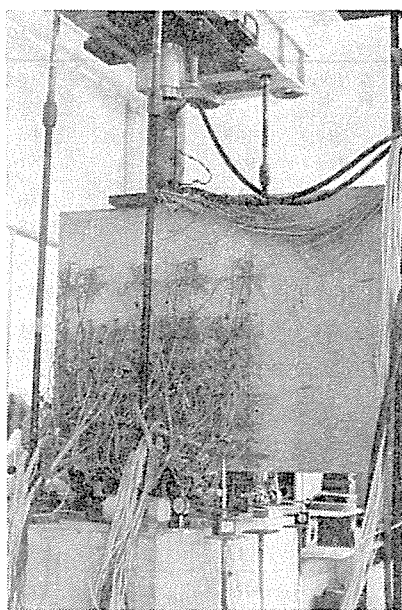


写真-2 実験風景

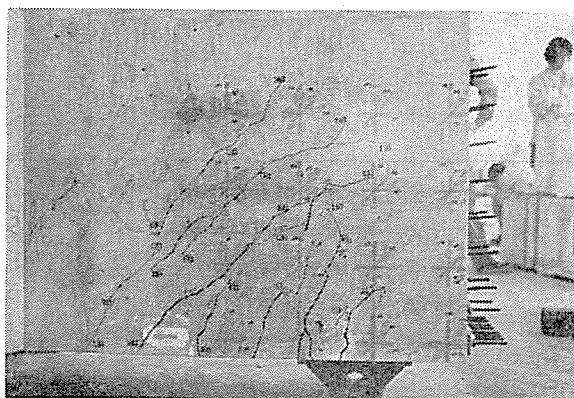


写真-3 きれつ発生

$$e_m = e/n = 1.699/3 = 0.566 \text{ m}$$

$$M_m = M/n^3 = H_m/e_m = 63.1 \times 0.566 \times 71.5 \text{ tm}$$

ここに

N_m, H_m, e_m, M_m : 模型条件

N, H, e, M : 原型条件

なお、荷重方法については、図-18, 19 に示す。

e) P C 鋼棒および鉄筋の配置 P C 鋼棒の本数および形状は原型に相似させて配置し、導入緊張力は、沓位置断面のプレストレスが原型と等しくなるように定める。原型における導入緊張力は $P_t = 57 \text{ t/本}$ であり、模型では $P_t = 4 \text{ t/本}$ となる。なお P C 鋼材の径は、市販品の最小径である $\phi 10 \text{ mm}$ を用いる。

鉄筋は、鉄筋比を相似させ $D 10 \text{ mm}$ を配置する。模型の詳細図は 図-17 に示す。

d) 加力方法 鉛直力 N_m については、 N_m から模型の支承に作用する自重反力分を差し引いた荷重を油圧ジャッキにて加圧する。

水平力については、左方向および右方向の2方向の二様の荷重を載荷する。右方向荷重については、供試体拡幅側に定着した $\phi 32 \text{ mm}$ P C 鋼棒4本を、反力ブロックとフレームの間にそう入した油圧ジャッキ3台にて加力する。

左方向荷重については、供試体の縦中心線に油圧ジャッキ3台をならべて加力するが、加力側桁端部の回転および浮き上がり防止のため反力フレームを設ける。加力方法については 図-18, 19 に示す。

e) 測定位置 沓付近の供試体表面に、三軸ワイヤーストレインゲージを集中的に配置し、ひずみを測定する。図-20 にゲージ位置を示す。

(3) 荷重試験結果

所定荷重によるひずみから算出した主応力は、表-3 のようになる。

次に、右方向荷重による破壊試験を行ったが、反力ブロックの後に設けた反力ばりが、荷重 120 t で変形が大きくなったため、破壊するまでには至らなかった。

設計右方向荷重 63 t 加力時では、供試体の異常はまったく認められず、68 t 加力時に 図-21 に示すように沓右端コンクリート部に初きれつが生じ、100 t 付近から大

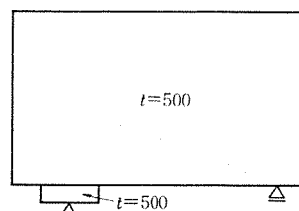
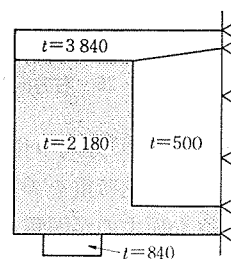


図-23 解析モデル

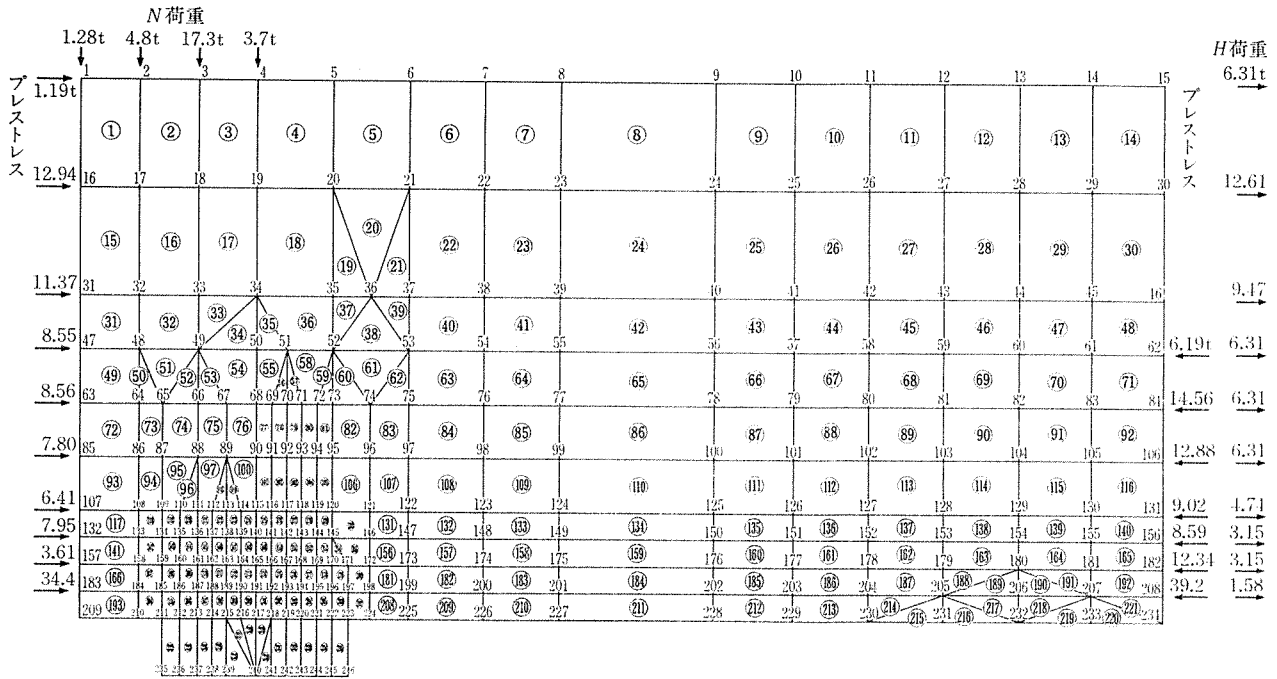


図-24 エレメント分割と荷重状態

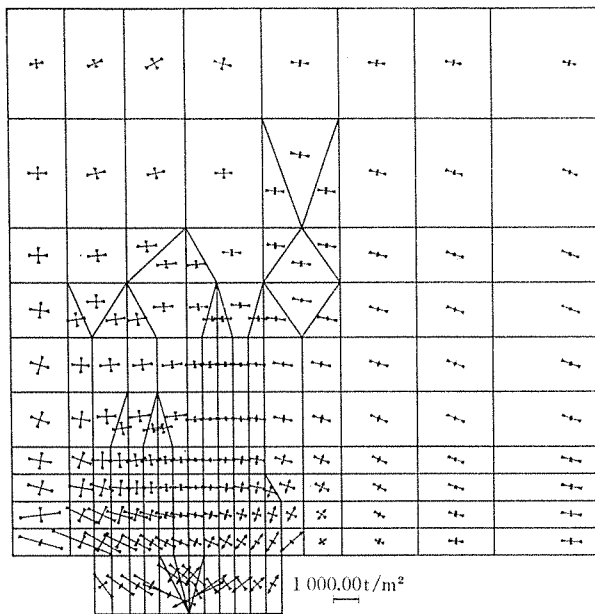


図-25 右方向荷重時主応力図

きな音をたて、45°方向のせん断きれつが生じていった。

しかし、右方向荷重を 0 t にもどしたところ、図-22 に示すような探すのが困難な程度のヘアークラックが残った。よって破壊荷重は、120 t 以上と推定される。

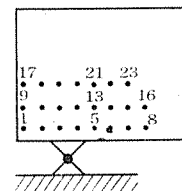
4. 模型の FEM 解析

模型実験の結果が、妥当なものであるかどうかを、図-23 のような解析モデルとし、図-24 のようなエレメント分割および荷重条件として解析する。左方向荷重時については、模型実験でも明らかなように、ほぼ全断面圧縮域となるので、右方向荷重時について検討する。

表-3 実測主応力 (t/m²)

ゲージ位置	左方向荷重	右方向荷重	ゲージ位置	左方向荷重	右方向荷重		
1	σ_1	-29.4	-10.9	12	σ_1	41.5	-180.9
	σ_2	41.4	92.5		σ_2	88.1	-42.3
2	σ_1	2.3	-213.7	13	σ_1	3.6	-267.6
	σ_2	100.9	-19.1		σ_2	166.8	-6.0
3	σ_1	14.9	-368.9	14	σ_1	-27.6	-344.1
	σ_2	246.7	-53.5		σ_2	289.2	-1.5
4	σ_1	74.9	-708.2	15	σ_1	-13.1	-201.9
	σ_2	347.5	-244.6		σ_2	279.5	-6.9
5	σ_1	1.7	-363.4	16	σ_1	-21.0	-224.2
	σ_2	286.3	-35.0		σ_2	287.4	3.4
6	σ_1	10.6	-570.3	17	σ_1	-85.1	-13.4
	σ_2	399.8	-70.5		σ_2	-18.1	284.2
7	σ_1	13.2	-315.9	18	σ_1	-16.1	-73.1
	σ_2	416.4	1.5		σ_2	35.3	145.0
8	σ_1	39.6	-341.9	19	σ_1	1.6	73.7
	σ_2	435.6	-18.1		σ_2	104.0	126.5
9	σ_1	-22.6	-9.9	20	σ_1	43.5	-66.0
	σ_2	39.4	180.3		σ_2	155.7	-15.6
10	σ_1	15.0	-100.7	21	σ_1	22.1	-144.3
	σ_2	112.2	91.1		σ_2	208.3	-16.5
11	σ_1	33.9	-128.0	22	σ_1	25.8	-240.2
	σ_2	117.3	5.6		σ_2	298.2	2.6

+: 圧縮, -: 引張



結果は 図-25 に示す。

5. 考 察

中田切川橋については、簡易式により補強した 1/3 コンクリート模型の模型実験 およびこの模型の FEM 解析を行い、与田切川橋については、簡易式により補強した実橋の FEM 解析を行った。

一般的な傾向としては、模型実験と模型 FEM 解析の結果はよく一致しているが、図-26、表-4 でもわかるように、模型 FEM 解析のほうが値が大きい。また、与田切川橋における簡易式および解析では、主応力は許容値内にあり、中田切川橋でも簡易式の結果は許容値内にあるにもかかわらず、中田切川橋における模型実験の実測主応力および模型 FEM 解析の主応力は、部分的に許容値を越えている。

しかし、中田切川橋における模型実験の設計水平力は 63 t であるにもかかわらず、きれつ発生水平力は 68 t であり、きれつ発生荷重に対する安全率は 1.08 ある。また、破壊荷重に対する安全率は、実験器機上からの載荷限界 120 t を破壊荷重とすると 1.9 となる。しかし、実験考察でも記したように、また 図-27 でもわかるように、実質破壊荷重は 120 t 以上であり、破壊安全率も 1.9 以上確保され、簡易式の妥当性は証明されている。

模型実験において、許容値を越える主応力が発生したにもかかわらず、きれつが生じていないのは、塑性ひずみと弾性ひずみを含んだ、全ひずみ量から主応力を算出しているの、実際の応力はもっと小さいか、あるいはコンクリートの引張強度が許容値より、かなり大きいことによるものと思われる。また、FEM 解析では一般的

表-4 右向き荷重による主応力 (t/m²)

ゲージ位置	模型 Finite	実測主応力	ゲージ位置	模型 Finite	実測主応力
1	σ_1	-35.39	9	σ_1	-44.01
	σ_2	+190.45		σ_2	+265.39
2	σ_1	-86.24	10	σ_1	-121.51
	σ_2	+391.83		σ_2	+267.05
3	σ_1	-202.82	11	σ_1	-152.82
	σ_2	+173.11		σ_2	+167.06
4	σ_1	-338.4	12	σ_1	-211.21
	σ_2	-35.27		σ_2	-43.62
5	σ_1	-614.47	13	σ_1	-344.29
	σ_2	-293.57		σ_2	-157.05
6	σ_1	-771.01	14	σ_1	-428.34
	σ_2	-92.26		σ_2	-99.53
7	σ_1	-586.45	15	σ_1	-436.18
	σ_2	-19.96		σ_2	-45.10
8	σ_1	-454.97	16	σ_1	-388.44
	σ_2	-2.63		σ_2	-8.86

+ : Comp, - : Tens

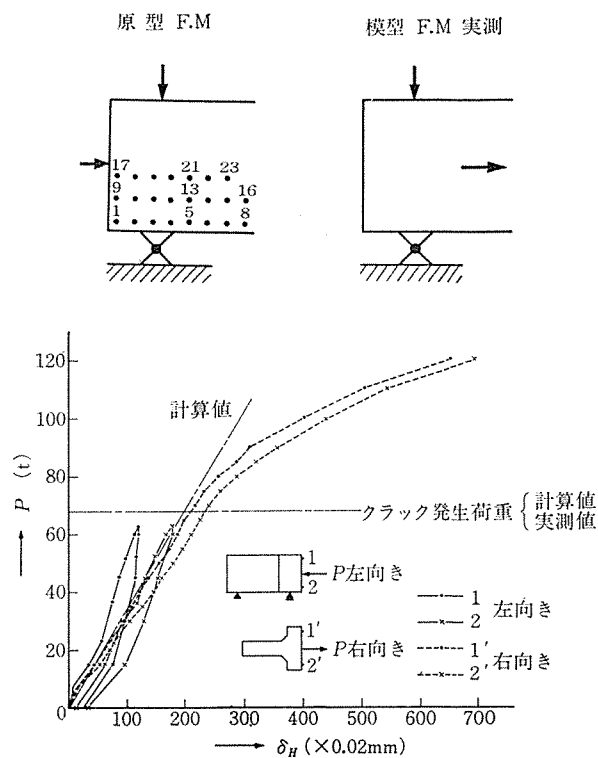


図-27 水平加力時 P- δ_H 曲線

に、部材変化点、部材線に応力が集中する傾向にあるといわれているので、大きめの主応力が生じたものと思われる。

これらは、設計水平力 63 t が限度であるにもかかわらず、きれつが生じないということからも明らかなことである。

1975.4.4・受付

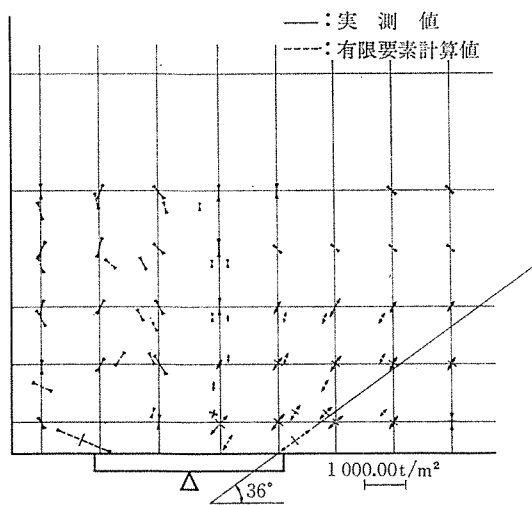


図-26 右方向荷重時主応力図