

# PC 桁落橋防止装置の新しい提案

上 前 行 孝\*  
池 脇 忠 松\*\*  
青 山 高 司\*\*\*

## 1. まえがき

構造物の耐震的配慮は関東大地震を契機として発展してきたが、近年、電算機の活用により耐震設計の解析手法等の著しい進歩をみている。

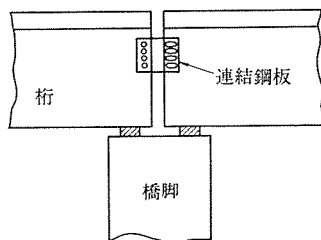
一方、設計の詳細において僅かな配慮があるならば、その耐震性が向上するにもかかわらず、震害を受けている例もみられる。

橋梁の場合、上部桁が落下することは、橋自体は勿論、他に与える影響は極めて大きいものがある。昭和 47 年、道路橋耐震設計指針の制定をみ、桁落下防止についても、十分な規定が確立したことは意義のあることである。

しかし、落下防止装置を既設桁に取付ける場合、鋼橋に対しては比較的容易であっても、コンクリート橋や PC 橋に対しては非常に困難がある。そこで、筆者（上前）は既設桁に対しても簡単に取付けができ、なお、確実にその効果を期待できる新しい落下防止装置を考案した。以下にその実施例を含めて記述する。

## 2. 落橋防止装置の変遷

落橋防止装置の歴史は、関東大地震後の大正 14 年に相模川に架設された 1 級国道 1 号線の馬入橋に取付けられたのが最初ではないかと思う。その構造は桁端部のウェブを図一1のように、連結鋼板を 4 本のリベットで結合したものであった。昭和 25 年、筆者は、この橋の橋脚頂部の破損を補修するために、やむなくこの連結プレ



図一1 馬入橋の連結装置

\* 首都高速道路公団 理事  
\*\* 首都高速道路公団 東京保全部保全管理課専門役  
\*\*\* 首都高速道路公団 保全施設部保全企画課

ートを切断し、これに換えて移動制限をはたした支承を新たに設けることにした。

わが公団においては、当初から落橋防止を考慮し、鋼橋の場合は図一1のような構造の連結鋼板を取付け、あるいは、可動支承部に移動制限装置（ストッパー）を設けていた。現在の設計手法にいたるまでの落橋防止装置は、その設計荷重のとり方や、多くの種類があり、それらの変遷を略記すると表一のとおりである。

## 3. PC 桁などにおける落橋防止装置の実施例

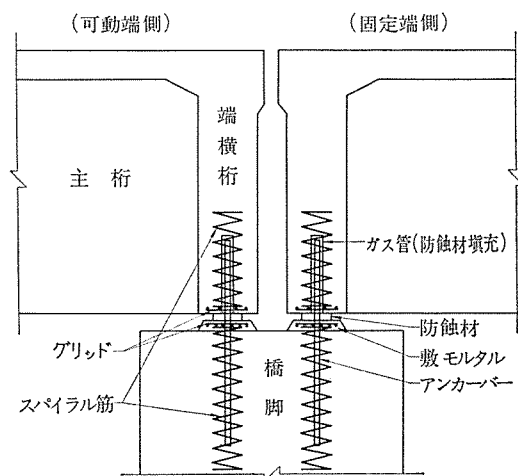
鋼橋の場合、落橋防止装置の取付けは比較的簡単であり、その実施例は他に発表されているので<sup>1)</sup>、ここでは PC 桁などのコンクリート構造の落橋防止装置のみについて以下に述べる。

### (1) アンカーバーによる移動制限 (図一16 参照)

端横桁を利用して、ゴム支承とはなれた位置の橋脚上にアンカーバーを埋込み、桁の移動制限装置としたものであり、鋼支承の所謂ストッパーに該当するものである。

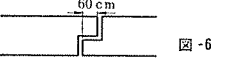
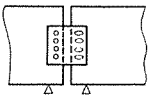
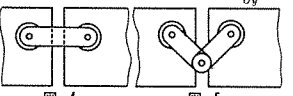
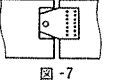
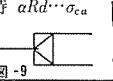
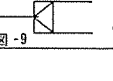
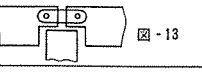
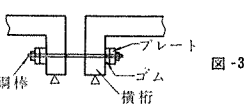
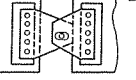
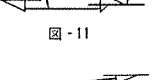
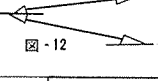
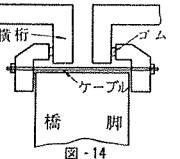
### (2) 端横桁の連結 (図一17 参照)

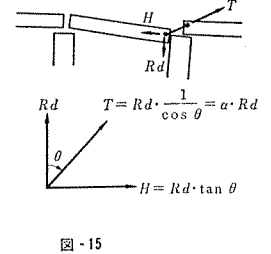
隣接する端横桁を PC 鋼棒等で連結して、地震力の影響と桁の相対移動を低減するものである。これを単独で用いる場合は、移動制限装置がないので、アンカーバー

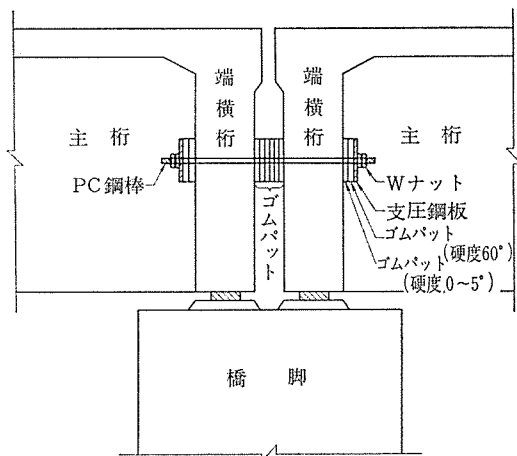


図一16 アンカーバーによる移動制限

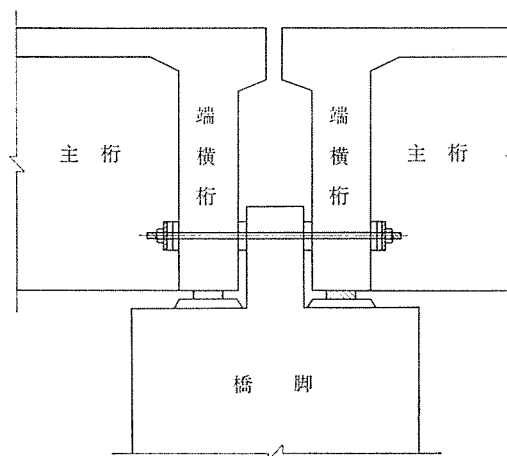
表-1 落橋防止装置の変遷

基準 期 間 基 準		②	③	④	⑤	備 考
昭和38年4月～昭和40年4月		昭和40年4月～昭和44年4月	昭和44年4月～昭和46年	昭和46年1月～昭和48年9月	昭和48年9月以降	
日本 道路 耐震 設計 指針 協会		_____	_____	昭和47年4月 (1) 橋脚頂部幅を広くする (2) 逸脱しても落下しないように連結する (3) かけ違いの長さ60cm以上  図-6	左に同じ	$R_d$ : 死荷重反力 $\sigma_y$ : 設計許容応力度は、降伏点応力度を用いる。 $\sigma_{ca}$ : 設計許容応力度は、割増しをしない許容応力度を用いる。 $S_0$ : 支床縁端からの距離が、道路橋耐震設計指針で定められた値。 $\delta$ : 地震荷重による橋脚の水平たわみ量 $S$ : 支床縁端からの距離 $\alpha$ : 設計荷重係数のうち、図-15に示すように $\alpha > 1$ となり一般的に $\theta \approx 45^\circ$ と考へ $\alpha = \sqrt{2}$ として良い。
首都 高速 道路 公 団	鋼 桁	可動支床部の桁落下防止を考慮しなければならない 設計荷重 $0.2 \sim 0.3 R_d$  図-2 単純桁には耐震連結装置を取付けなければならない。 設計震度に対応する水平力に対して十分に抵抗できる強度	桁には落下防止装置(耐震連結装置)を設けるのを原則とする。 設計荷重 $0.6 R_d \sigma_y$  図-4 図-5 (連続桁にも適用する)	(1) 橋脚広い $0.6 R_d \cdot \sigma_y$ (2) 橋脚狭い $1.0 R_d \cdot \sigma_{ca}$ (3) " $\alpha R_d \cdot \sigma_{ca}$ ただし $\alpha > 10$ (図-8) (4) 橋脚狭い、桁がずれている時 $\alpha R_d \cdot \sigma_{ca}$  図-7  図-8  図-9	(1) 橋脚頂部幅を広くする $S > S_0 + 2\delta$ (2) 橋脚狭い $1.0 R_d \cdot \sigma_{ca}$ (図-7) (3) 橋脚狭い $\alpha R_d \cdot \sigma_{ca}$ (図-8) (4) 桁と下部の相対移動を制限する $0.6 R_d \cdot \sigma_{ca}$  図-13	
	P・C・R・C・単純桁	昭和41年度PC単純合成標準設計 設計荷重 $0.3 R_d$  図-3 鋼棒 プレート ゴム 横桁	左に同じ	昭和48年3月 PC単純合成桁及びT桁標準設計図集 設計荷重 $0.6 R_d \sigma_y$ 構造は図-3に同じ	左に同じ	
	既 供 用 ・ 鋼 桁	_____	_____	(1) 橋脚広い $0.6 R_d \cdot \sigma_y$ (2) 橋脚狭い $1.0 R_d \cdot \sigma_{ca}$ ウエブの食違い30mm以内 (図-10) (3) 橋脚狭い $\alpha R_d \cdot \sigma_{ca}$ ウエブ食違い30~100mm (図-11) (4) 橋脚狭い $\alpha R_d \cdot \sigma_{ca}$ ウエブの食違い100mm以上 (図-12)  図-10 ケーブル主桁  図-11  図-12	(1) 橋脚狭い $1.0 R_d \cdot \sigma_{ca}$ (図-10) (2) 橋脚狭い $\alpha R_d \cdot \sigma_{ca}$ ① ウエブの食違い30~100mm (図-11) ② ウエブの食違い100mm以上 (図-12)	
	既 供 用 P・C・R・C・単純桁	_____	_____	_____	(1) 橋脚頂部幅を広くする $1.0 R_d \cdot \sigma_{ca}$ (2) 桁と下部の相対移動を制限する $0.6 R_d \cdot \sigma_{ca}$ (図-14)  図-14 横桁 ケーブル 橋脚	





図一17 端横桁の連結

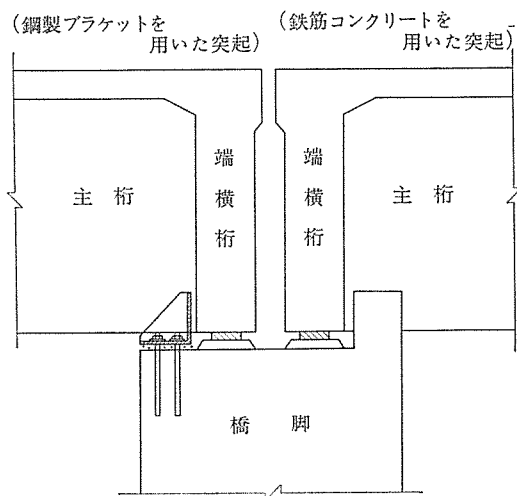


図一19 端横桁と橋脚突起の連結

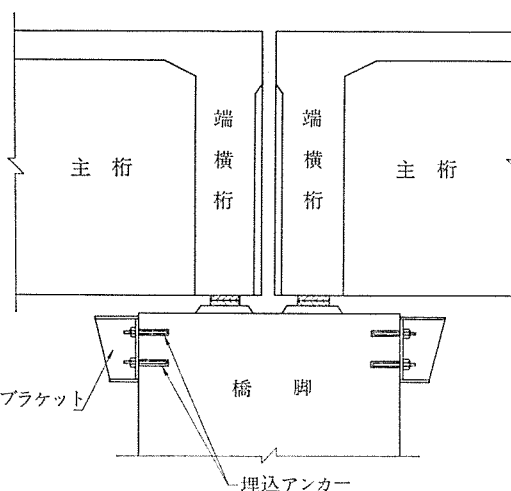
による移動制限装置などと併用するか、橋脚頂部幅が広い箇所に用いることが望ましい。

(3) 橋脚からの突起 (図一18 参照)

アンカーバーで橋脚に定着する鋼製ブラケット、あるいは、鉄筋コンクリート構造の突起を設けて、桁の移動を制限し、桁が橋脚から落下しないようにしたものである。



図一18 橋脚からの突起

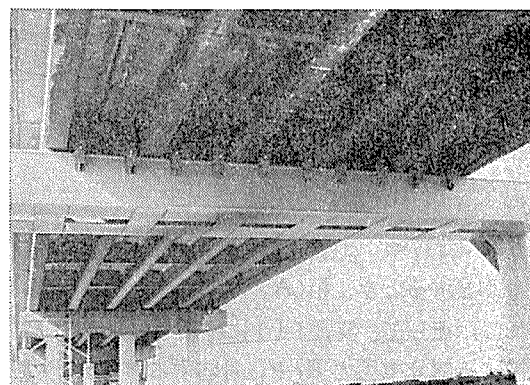


図一20 橋脚頂部の拡幅

しい。

4. PC 橋などにおける新しい落橋防止装置

前節において、PC 桁等における落橋防止装置の実施例を述べたが、道路橋耐震設計指針（日本道路協会、昭和47年4月）の基準によらない、あるいは合致しない、既に完成した橋梁については、種々の対策を配慮している。



写真一1 実施例

(4) 端横桁と橋脚突起の連結 (図一19 参照)

前者の (3) において突起が橋脚上に2箇所あるのに対して1箇所ですみ、また同一橋脚上の桁を橋脚を介して連結しているので、相対移動の低減もはたし、前者の (2), (3) の長所を兼ね備えたものである。

(5) 橋脚頂部の拡幅 (図一20 参照)

橋脚頂部幅の不足分を補い、桁が異常に移動しても頂部より逸脱しないように、鋼製ブラケット等を取付けたものである。PC 桁などは構造的に端横桁の抵抗で落橋を防止するのが一般的であるが、端横桁が地震力に十分な耐力を有しない場合は、橋脚頂部幅を広げるのが望ま

PC橋の場合、例えば橋脚について述べると、橋脚頂部幅を広げ基準に沿うように努力している。しかし、鋼橋と異なり、桁相互を連結することは、完成した桁では技術的に困難である。このような問題を解決するために、筆者は以下のような方法を提案した。このような方法によれば簡単に取付けが可能であり、工事費も1組当り10万円程度である。また、管理も容易である。

(1) 構造の概要

基本的には、地震時に橋脚上に発生する桁との若干の相対変位を許容できるような構造で、かつ、桁の温度変化による伸縮、活荷重による桁の角変化に十分対応することができるものでなければならない。

図-21において、桁・橋脚を押えている物体Ⅰ・ⅢおよびⅡ・Ⅳを、棒B(ストランド、または鋼棒)で連結する。このⅠ・ⅢおよびⅡ・Ⅳと橋脚・桁に接する部分に緩衝材(ゴムA, B, C, D)が接着されている。

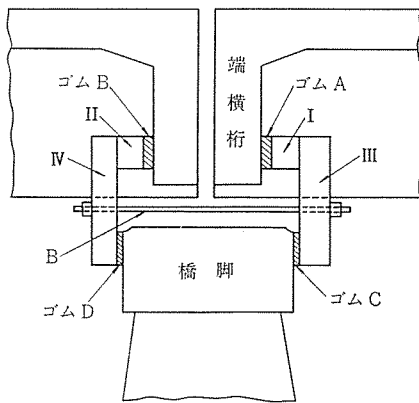


図-21 構造の概要

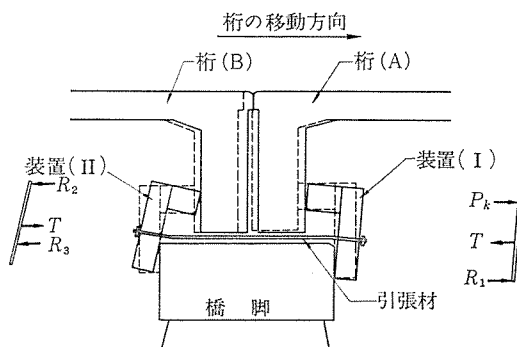


図-22 地震時の作動

(2) 地震時の作動

図-22において、地震力により桁が大きく相対移動を始めようとするとき、桁(A)の移動は、装置(Ⅰ)に制限される。そして、装置(Ⅰ)に作用した水平力 $P_k$ は橋脚に接する部分で反力 $R_1$ と、対応する装置(Ⅱ)をつなぎ引張材に張力 $T$ として力が伝達される。一方、装置

(Ⅱ)において、つなぎ引張材を介して作用する張力 $T$ は、桁(B)に接する部分で反力 $R_2$ 、橋脚に接する部分で反力 $R_3$ として受け持たれる。そしてこの場合、対応する装置(Ⅰ)・(Ⅱ)はいずれも作用・反作用の力のつり合条件を満たし得ることができる。

(3) 設計上の配慮

a) 装置の取付け作業を容易にするため、新材は小ブロックにして、現場で組立てるようにした。

すでに完成したPC橋の取付け作業現場は、都市内高架橋であるために、一般にその桁下は自由に使用できる箇所が少ない。したがって、大規模な足場や重機械類を用いることが制限され、これらの作業条件によって工事費が大きく影響される。本工法の場合、橋脚天端に沿った簡単な足場で、しかも、人力で作業できる部材寸法や組立方法にとどめたのである。図-23にみるように、各部材は50kg以内の各ブロックに分割し、それぞれを現場でボルト接合により一体化できるように設計した。

b) 一部現場打ちコンクリートを採用し、これにより既設橋の取付け作業においても、現場調整を容易にした。

図-23において、端横桁と接する部材は、構造的には曲げの加わらない圧縮部材とみなして良い。したがって、この部材を長さ調整ができるように、引き出し可能なものにし、セット後にこの内部にコンクリートをてん充して固定することになる。例えば、6本主桁のPC橋・10連分にこの装置を取付けるとすれば、最大部材数は、この場合、 $(6-1) \times 2 \times 2 \times 10 = 200$ 個 [(主桁本数-1) × 主桁両側 × 橋脚両側 × 桁連数]、を作ることになる。このような場合、現場調整部材を設けてあるから、簡単な現場調査で済み、さらに、工場等で部材は単一で良質な製品を作ることができ、箇所数の多い場合はさらに有利となる。

c) 地震力を受けるこのような装置は、作用する衝撃力などを考慮し、設計上はその許容応力度の割増を行わない。

d) 常時における桁の温度変化や活荷重によるたわみなど、桁の変位に対して、抑制がないこと、また、地震力に対して若干の緩衝作用を有すること、などの目的でバックアップ材をそう入する。この材質はゴムの単体で常時の桁移動と衝撃力を吸収することにした。

e) 橋軸直角方向の転倒防止のために、橋脚と接する部分にアンカーボルトを取付ける。

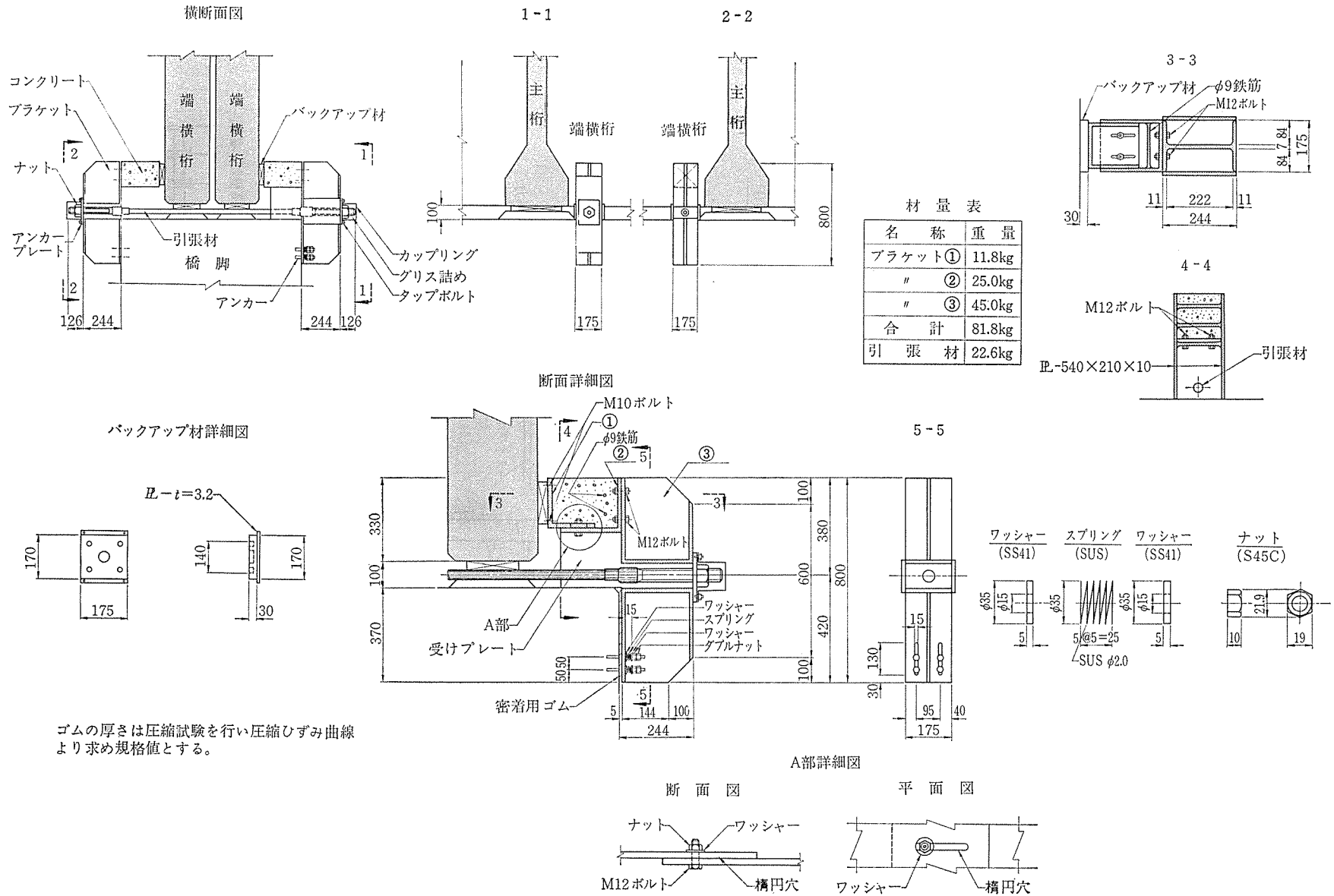
(4) 設計計算例

a) 設計条件

桁 長  $L=20.000 \text{ m} \sim 25.000 \text{ m}$

幅 員  $B=18.000 \text{ m}$  (6本主桁)

死荷重反力  $\Sigma R_d=360 \text{ t}$



ゴムの厚さは圧縮試験を行い圧縮ひずみ曲線より求め規格値とする。

図-23 PC桁落橋防止装置

報 告

温度変化 ±15°C

許容応力度

橋脚（コンクリート）

圧縮強度  $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$

許容支圧応力度  $\sigma_{ca} = 80 \text{ kg/cm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 9 \text{ kg/cm}^2$

横桁（コンクリート）

圧縮強度  $\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$

許容支圧応力度  $\sigma_{ca} = 100 \text{ kg/cm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 10 \text{ kg/cm}^2$

ブラケット（鋼材 SS 41）

許容曲げ引張応力度  $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_{sa} = 800 \text{ kg/cm}^2$

P C 鋼材

引張強度  $\sigma_{pu} = 190 \text{ kg/mm}^2 (70.0 \text{ t})$

降伏点応力度  $\sigma_{py} = 160 \text{ kg/mm}^2 (60.5 \text{ t})$

許容応力度  $\sigma_{pa} = 114 \text{ kg/mm}^2 (42.0 \text{ t})$

b) 設計計算

常時の温度変化による桁の伸縮量は、横桁とブラケットの間のゴム材によって吸収する。

地震時の軸方向の挙動は引張材の伸びによって吸収する。引張材はストランド、鋼棒系を用いる。

1) 一般形状

2) 引張材張力の計算

横桁 1 箇所 に 2 組 取 付 け る も の と す る 。

装置 1 箇所 の 反 力

$$Rd = \sum Rd \times \frac{1}{n-1} \times \frac{1}{2} = 360 \times$$

$$\frac{1}{6-1} \times \frac{1}{2} = 36 \text{ t}$$

( $n$ : 主桁本数)

装置 1 組 に 作用 する 設計 水平 力

$$P_k = 0.6 \times Rd = 0.6 \times 36.0 \text{ t} = 21.6 \text{ t}$$

(0.6; 設計水平震度)

したがって引張材 1 本 に 作用 する 張力 は

$$T = \frac{l}{l_1} \cdot P_k = \frac{800}{420} \times 21.6$$

$$= 41.1 \text{ t/本} < \sigma_{pa} = 42.0 \text{ t/本}$$

ゆえにストランド F 70 T を 使用 する 。

3) ブラケットの計算

曲げ応力度

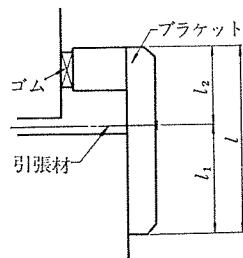
$$M_{\max} = P_k \times L_2 = 21.6 \times 0.38 = 8.21 \text{ t} \cdot \text{m}$$

ブラケットにH形鋼 (H-244×175×8×12) を 使用 する と、ボルト孔を控除した断面係は、 $W = 620 \text{ cm}^3$ 、曲げ応力度は、

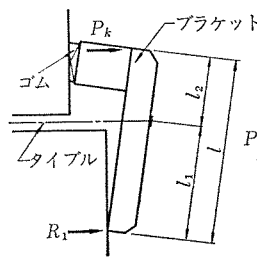
$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{8.21 \times 10^3}{620}$$

$$= 1324 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度



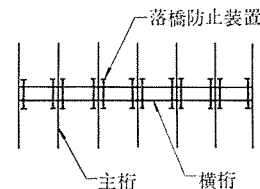
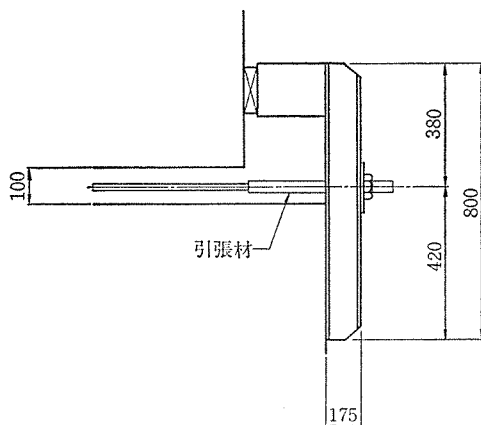
取り付け時



外力作用時

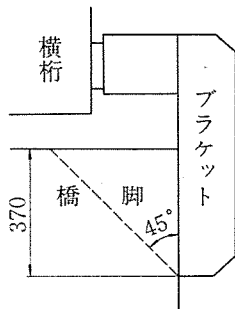
$$T = \frac{l}{l_1} \cdot P_k$$

$P_k$ : 地震時水平力  
 $T$ :  $P_k$ による引張材に作用する張力



$$\tau = \frac{P_k}{A_s} = \frac{21.6 \times 10^3}{72.38} = 299 \text{ kg/cm}^2 < 800 \text{ kg/cm}^2$$

4) 橋脚の検討



支圧応力度

$$A_c = 370 \times 175 = 64750 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{T - P_k}{A_c} = \frac{(42.0 - 21.6) \times 10^3}{647.5} = 31.5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度

図において破線で示すような面にそって、せん断破壊を起こすと仮定する。

$$A_c = (370 \times 2 + 175) \times \frac{370 \times \sqrt{2}}{2} + \frac{370 \times \sqrt{2} \times 370}{2} \times 2 = 432995 \text{ mm}^2 = 4329 \text{ cm}^2$$

せん断応力度は、

$$\tau_c = \frac{T - P_k}{A_c} = \frac{(41.4 - 21.6) \times 10^3}{4329} = 4.5 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{ca} = 9 \text{ kg/cm}^2$$

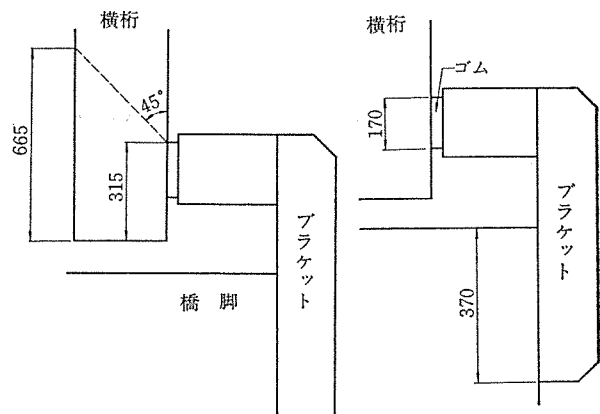
5) 横桁の検討

支圧応力度

$$A_c = 170 \times 175 = 29750 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{P_k}{A_c} = \frac{21.6 \times 10^3}{297.5} = 72.6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度



図において破線で示すような面にそって、せん断破壊を起こすと仮定する。

$$A_c = \{(175 + 2 \times 350) + 175\} \times \frac{350 \times \sqrt{2}}{2} + \{(170 + 350) + 170\} \times \frac{350 \times \sqrt{2}}{2} = 430588 \text{ mm}^2 = 4306 \text{ cm}^2$$

せん断応力度は、

$$\tau_c = \frac{P_k}{A_c} = \frac{21.6 \times 10^3}{4306} = 5.0 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{ca} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

5. 結 語

以上簡単に落橋防止装置の特性について述べた次第であるが、一般に橋梁は、主要な道路・航路および河川との交差が多く、それが落橋した場合は、他におよぼす影響も大である。

本工法のように、既設桁とくにPC桁などをきずつけることなく、簡易な施工で耐震性が大きく向上することになるので、ここに実例を含め紹介したものである。

参 考 文 献

- 1) 西山啓伸, 小寺重郎:「橋りょうの耐震設計計算例」1977. 7. 22・受付

◀刊行物案内▶

第 16 回研究発表会講演概要

体 裁 : B 5 判 44 ページ  
定 価 : 1,000 円 送料 200 円

お申込みは PC 技術協会へ