

青森大橋斜材定着部のせん断設計法

Shear design method for the anchorage of AOMORI-Ohashi

石橋忠良* 高木芳光** 大庭光商** 末弘保**

By Tadayoshi ISHIBASI, Yoshio TAKAKI, Mituaki OHBA and Tamotu SUEHIRO

Aomori-Ohashi Bridge is a 3 span continuous prestressed concrete cable stayed bridge. The total length of the bridge is 498m and the maximum span is 240m.

The main girder is a 3-cell box section with 25m-width and 2.4~3.5m-height. The main tower is in the shape of inverted Y character. The diagonal cables are anchored in the central reserve on the girder.

Considering the safety under the execution and the maintenance in the future, works for adjusting cable tension is done at the inside of the main girder. The anchorages have been designed set near the upper slab. In this structure, the punching shear stiffness of concrete was not so clear. Furthermore the upper slab is prestressed in the two direction, and the effect of the prestresses on the punching shear stiffness was not estimated precisely.

This paper reports the results of experimental study on the punching shear stiffness of concrete near the anchorages and effect of prestress. Through these results, we have proposed the design method of shear stiffness near the cable anchorages.

1. まえがき

青森大橋(仮称)は橋長498m、最大スパン240mの3径間連続PC斜張橋で、幅員25m、主桁高2.4m~3.5mの3室箱型断面である。塔の形状は逆Y字型で斜材ケーブルは主桁中央分離帯で一面吊りである(図-1)。斜材は主桁内に横桁を設け主桁の図心近傍にて定着しているが、斜材張力を4枚のウェブに伝達させるために横桁もPC構造として設計している。

斜材の緊張は、施工時の安全性、将来の保守等を考慮して主桁内で行うこととした。このため、斜材定着部は上スラブ近くとなった。この構造では斜材の主桁定着部付近の押抜きせん断耐力が不明確であったので押抜きせん断耐力に着目した定着部付近の部分縮小模型実験を行った。また、スラブには直交する2方向からのプレストレスが導入されており、

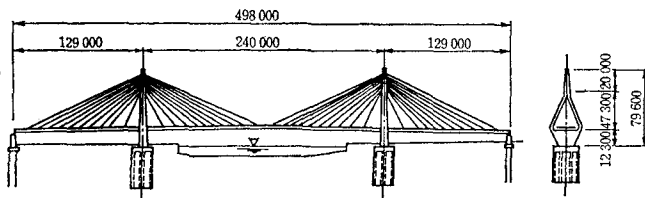


図-1 橋梁全体図 (寸法単位 mm)

- | | | | | | |
|----|----|-------------|---------|----|----------------------|
| * | 工博 | 東日本旅客鉄道株式会社 | 東北工事事務所 | 次長 | (☎980 仙台市青葉区五橋1-1-1) |
| ** | | 東日本旅客鉄道株式会社 | 東北工事事務所 | | (☎980 仙台市青葉区五橋1-1-1) |
| ** | | 東日本旅客鉄道株式会社 | 東北工事事務所 | | (☎030 青森市篠田1-7-32) |
| ** | | 東日本旅客鉄道株式会社 | 東北工事事務所 | | (☎980 仙台市青葉区五橋1-1-1) |

このプレストレスが押抜きせん断耐力に及ぼす影響についても実験を行い、軸方向圧縮力の効果の定量化を行った。今回、これらの実験結果をふまえて斜材定着部のせん断設計法について検討したので報告する。

2. PCスラブの押抜きせん断実験^{1) 2)}

(1) 実験目的

実橋の上スラブには、直交する2方向からのプレストレス力が導入されている。PCスラブの押抜きせん断耐力算定において、軸方向圧縮力（プレストレス力）の効果はいまだ不明な点が多い。

このため、RCスラブ、PCスラブの押抜きせん断破壊実験を行い軸方向圧縮力の効果の定量化を行った。

(2) 実験概要

試験体は鉄筋量、プレストレス、およびスケール効果を考慮した正方形スラブ12体である（図-2、表-1）。なお、鉄筋量・プレストレスは2方向で同一とした。

プレストレス力はPC鋼棒(B種SBPR95/120 φ17)を用いて、それぞれコンクリートの軸方向圧縮応力度が10kg/cm²、20kg/cm²、40kg/cm²となるように3種類のプレストレス力を導入した。なお、表中のプレストレス0とはRCスラブのことである。試験体のコンクリート圧縮強度は400kg/cm²を目標とし、表-2にコンクリートの配合を示す。なお、シースとPC鋼材間には緊張後モルタルグラウトを注入した。

表-1 試験体スラブの諸元

供試体	辺長 (cm×cm)	厚さh (cm)	スパンℓ (cm×cm)	有効高d (cm)	鉄筋径-間隔 (mm)-(cm)	鉄筋比ρ (%)	プレストレス (kg/cm ²)
A-1	165×165	20	150×150	16.2	D13-10.0	0.782	0
A-2	"	"	"	"	"	"	10
A-3	"	"	"	"	"	"	20
A-4	"	"	"	"	"	"	40
A-5	"	"	"	15.6	D19-10.0	1.837	0
A-6	"	"	"	"	"	"	10
A-7	"	"	"	"	"	"	20
A-8	"	"	"	"	"	"	40
B-1	115×115	15	100×100	12.0	D10-10.0	0.594	0
B-2	"	"	"	"	"	"	10
B-3	"	"	"	"	"	"	20
B-4	"	"	"	"	"	"	40

注1) 有効高さdは、2方向の鉄筋の平均値を用いて計算した。

注2) 鉄筋量とプレストレスは、2方向同じとした。

表-2 コンクリートの配合

供試体	粗骨材の最大 寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
						W	C	G	S
Aシリーズ	25	8±2.5	4.5	35.5	36	152	428	1,146	611
Bシリーズ	20	8±2.5	2.0	34.8	36	147	421	1,104	641

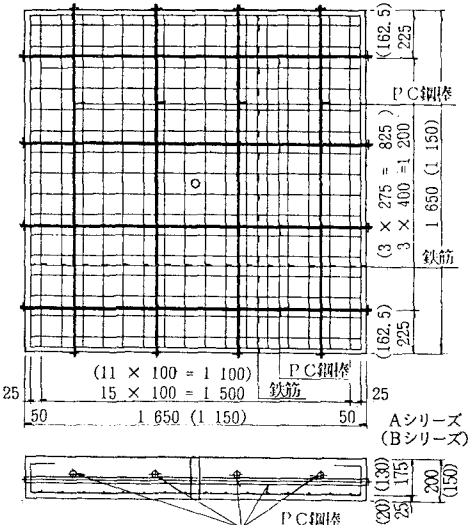


図-2 試験体の形状

実験方法を図-3に示す。荷重の荷重は、試験体中央に貫通したP.C.鋼棒を反力ビームに定着し、このP.C.鋼棒をセンターホールジャッキで緊張することにより行い破壊荷重、破壊面の大きさ、形状等を測定した。また、載荷板は外径10cm、内径4.0cm、厚さ4.5cmの鋼製円板とし、支点部には感圧硬化ゴムを敷き丸鋼棒をはさんだ単純支承とした。

(2) 実験結果

実験で得られた最大荷重P_{max}を表-3に示す。また、比較を容易にするために載荷時のコンクリート圧縮強度をf_cとすると、最大荷重は(f_c)^{1/3}に比例するとしf_cを400 kg/cm²に換算した値を破壊荷重P'_{max}とした。

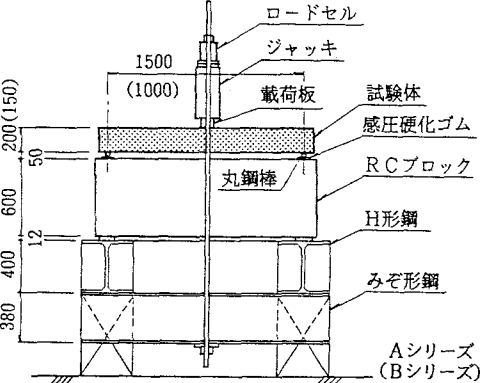


図-3 実験方法

また、破壊荷重とプレストレスの関係を図-4に示す。

表-3 実験結果

供試体	鉄筋比 p (%)	カルス (kg/cm ²)	圧縮強度 f_c (kg/cm ²)	最大荷重 P_{max} (t)	破壊荷重 P'_{max} (t)
A-1	0.782	0	532	44.2	40.2
A-2	"	10	456	59.0	56.5
A-3	"	20	449	60.0	57.7
A-4	"	40	441	65.0	62.9
A-5	1.837	0	534	57.5	52.2
A-6	"	10	479	65.0	61.2
A-7	"	20	456	63.5	61.0
A-8	"	40	498	65.0	60.4
B-1	0.594	0	522	27.3	25.0
B-2	"	10	512	37.7	34.7
B-3	"	20	529	45.5	41.0
B-4	"	40	536	45.3	40.9

$$P'_{max} = (400/f_c)^{1/3} \times P_{max}$$

(3) 押抜きせん断耐力に及ぼすプレストレスの影響

プレストレスが押抜きせん断耐力に及ぼす影響は、押抜きせん断耐力の増加割合として、破壊荷重 P'_{max} を同一形状の RC スラブの破壊耐力 V_{rc} で除した値にて示される。このプレストレスと押抜きせん断耐力の増加割合の関係をプロットで図-5に示す。図より以下の事項がわかる。

- ①プレストレスの増加にともない押抜きせん断耐力は増加するが、プレストレスがある程度以上になると耐力はあまり増加しない。
- ②押抜きせん断耐力の増加割合がほぼ一定となるときの値は、引張鉄筋量により異なり、鉄筋量が少ない程プレストレスによる耐力の増加割合が大きく、鉄筋量が多い程プレストレスの効果は小さい。

(4) プレストレスの効果の評価式

押抜きせん断耐力に及ぼすプレストレスの影響は、(1) 式に示す CEB/FIP モデルコード³⁾、土木学会コンクリート標準示方書⁴⁾に採用されている PC ばりのデコンプレッションモーメント M_0 を用いて評価した。なお M_0 、 M_u は試験体が等方性スラブであるので载荷中心点におけるスパン 2 方向の平均値とした。

$$\beta_n = 1 + 2 M_0 / M_u \quad \text{----- (1)}$$

本研究では(1)式の適用条件を検討し、プレストレスの影響は以下の条件を付けることで適用が可能となった。

$$\beta_n \leq 1 + 0.35(1/p)^{1.2}$$

ここに、 M_0 ：载荷中心点の下縁において、プレストレスを打消すのに必要なスパン 2 方向の曲げモーメント（デコンプレッションモーメント）の平均値

M_u ：载荷中心点におけるスパン 2 方向の曲げ破壊耐力の平均値

p：引張鉄筋比 (%) [$p = A_s / (b \cdot d) \times 100$]

(1) 式により計算したプレストレスの影響 β_n を図-5、実験値

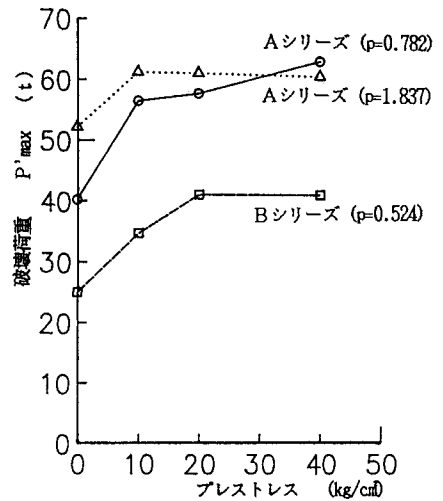


図-4 破壊荷重とプレストレス

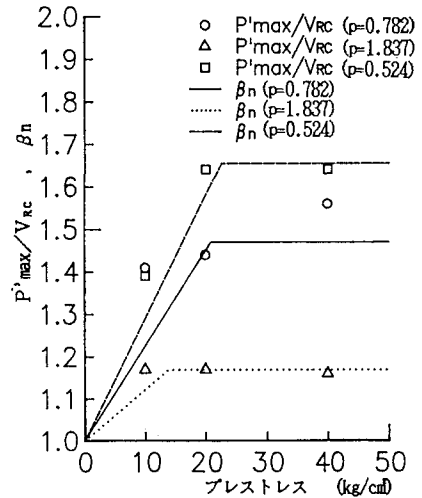


図-5 プレストレスの影響

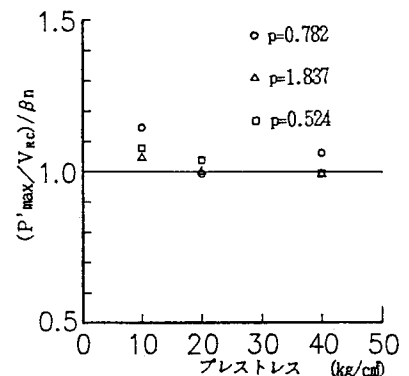


図-6 実験値と計算値の比較

と計算値の比を図-6に示す。計算の結果、実験値と計算値の比は平均値 $\bar{x}=1.038$ 、標準偏差 $\sigma=0.049$ 、変動係数 $Cv=4.70\%$ となった。

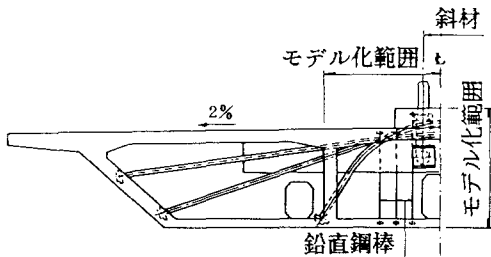
2. 斜材定着部模型実験⁵⁾

(1) 実験目的

実験における斜材定着部耐力が、斜材の引張強度以上であることを確認することを目的とする。

(2) 実験概要

実験は定着部付近をモデル化した1/3 縮尺模型2体と縮尺率の違いによる影響をみるために1/6 縮小模型1体の合計3体にて行った(図-7)。なお、1/3 縮尺模型のN0.2は1/3 縮尺模型のN0.1の試験結果から横桁横締め鋼材を6/8に減じるとともに、斜材突起部の補強鉄筋を減じたものである。また、模型は定着部付近の応力状態とほぼ同一となるように、模型のプレストレス、荷重条件、境界条件を設定した。



実験時の荷重は、試験体受台上に反転して設置した試験体に対して、反力床下面にセットしたジャッキを用いて2本の斜材を緊張することにより行った(図-8)。荷重サイクルは3サイクルとし、各サイクル毎の目標荷重を次のように設定した。

- 1回目：予備荷重 0.20Pu以下
- 2回目：0.65Pu相当
- 3回目：破壊まで

(Pu: 斜材引張強度)

コンクリートは模型の縮尺にあわせて2種類のコンクリート(モルタル)を使用した(表-4)。

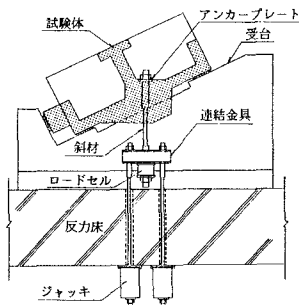


図-8 荷重方法

表-4 コンクリートの配合

試験体	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 C 100 Kg当り
						W	C	G	S	
1/3 模型	10	15	3	54	50	183	339	768	897	600cc
1/6 模型	5	200(mm)	4	52	100	260	500	—	1403	600cc

(3) 実験結果

実験結果を表-5、破壊状況を図-9に示す。なお、図中の実破壊線とは破壊面の1/2d(d: 有効高さ)点を結んだものである。

(a) 破壊状況

初期ひびわれは3 試験体ともスラブ上面の突起部周りに発生したが、このひびわれが顕著になるのは、いずれの試験体

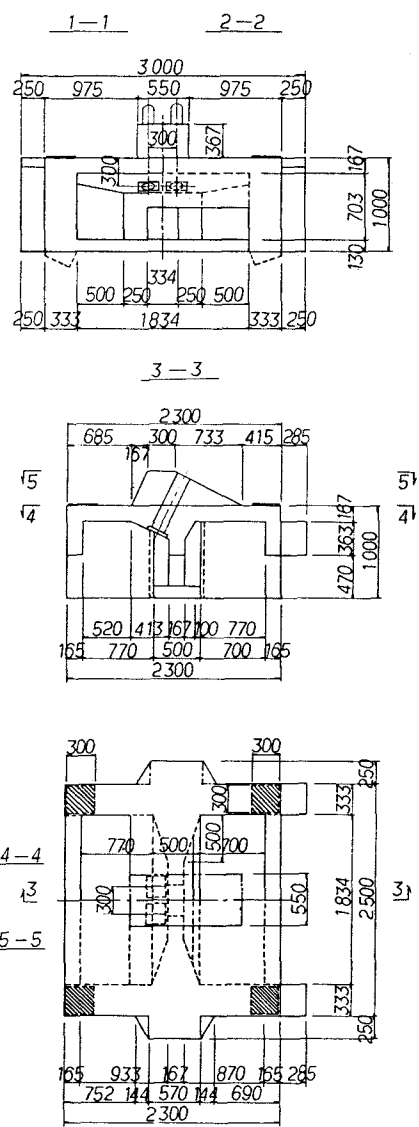


図-7 実験モデル(1/3模型) (寸法単位mm)

も施工時最大荷重 $0.55P_u$ を上回った。その後、アンカープレート周りにひびわれが発生し、スラブの変形、アンカープレートの沈下が顕著になり破壊にいたった。

破壊は、スラブと横桁とが分離しスラブで押し抜ける、押抜きせん断破壊であった。

スラブの破壊形状は、1/3 縮尺模型のNO.1とNO.2は近似していたが、1/6 縮尺模型は橋軸直角方向にやや広いものであった。また、破壊面は3試験体とも定着具からスラブ上面へとつながり、その角度はほぼ45度であった。

定着部の最大耐荷力は、1/3 縮尺模型NO.1は $1.24P_u$ 、NO.2は $0.96P_u$ 、1/6 縮尺模型は $1.39P_u$ となり、1/3 縮尺模型NO.2の押抜きせん断耐力は斜材の引張強度を幾分下回った。

表-5 実験結果

	1/3 模型NO.1	1/3 模型NO.2	1/6 模型
突起部周りにひびわれ発生	$0.55 P_u$	$0.40 P_u$	$0.65 P_u$
床版のひびわれ分散	$0.65 P_u$	$0.65 P_u$	$0.76 P_u$
横桁斜めひびわれ発生	$0.92 P_u$	$0.65 P_u$	$0.99 P_u$
アンカープレートの沈下進行	$0.82 P_u$	$0.72 P_u$	$1.12 P_u$
横桁スターラップ降伏	$1.20 P_u$	$0.87 P_u$	$1.20 P_u$
床版が押抜ける	$1.24 P_u$	$0.96 P_u$	$1.39 P_u$

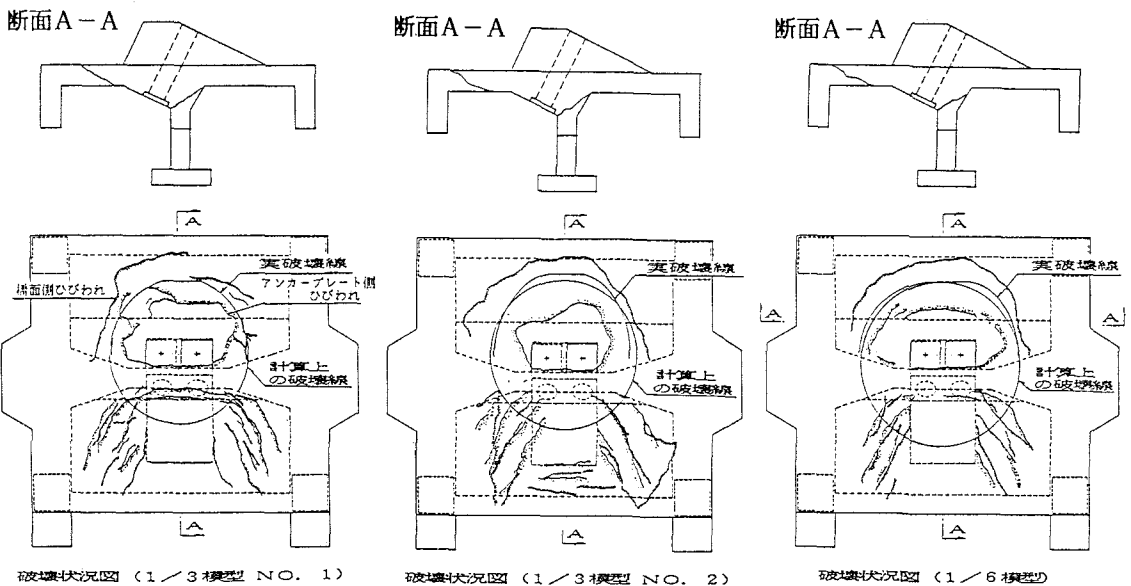


図-9 破壊状況図

(b) 荷重-変位曲線

斜材突起部における荷重～変位曲線を図-10に示す。1/3 縮尺模型NO.2は、1/3 縮尺模型NO.1に比べて変位量が比較的小さい値で破壊にいたった。1/3 縮尺模型NO.2は、他の2体の試験体に比べて横桁横締め鋼材が少ないので、横桁の斜めひびわれの発生、進展、および床版コンクリートへの荷重の移行が速く破壊にいたったものと思われる。

(c) 鉛直鋼棒のひずみ

横桁に配置された各鉛直鋼棒の作用力は、鉛直鋼棒のひずみから計算した(図-11)。1/3 縮尺模型NO.1は最大荷重時に破壊面内の鉛直鋼棒D2 D3は降伏した。しかし、1/3 縮尺模型NO.2は定着部直下の鋼棒D3のみが降伏し、他の鋼棒は耐力に余裕を残したまま破壊にいたった。

これより、載荷点より離れた横桁端部の鉛直鋼棒は、押抜きせん断耐力の向上にはあまり有効でないことがわかる。

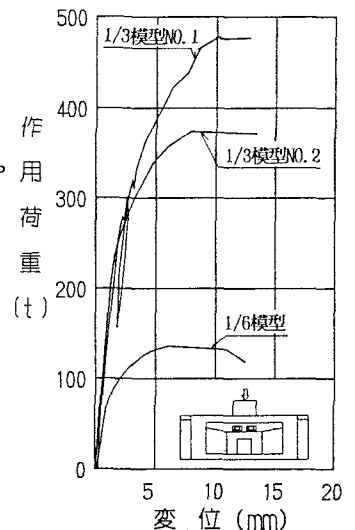
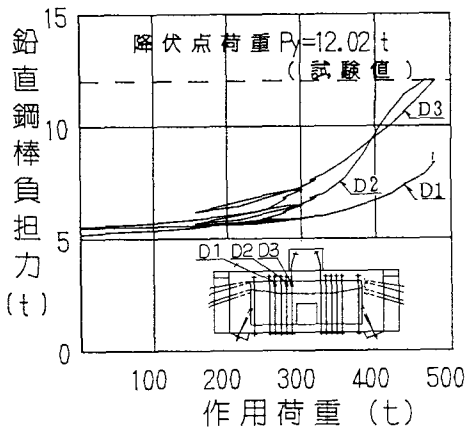
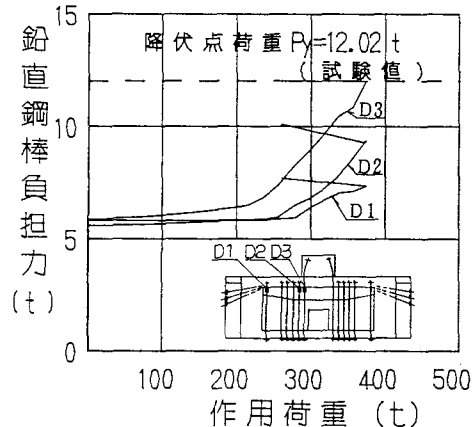


図-10 荷重～変位曲線



1/3 縮尺模型N0.1



1/3 縮尺模型N0.2

図-11 鉛直鋼棒作用力

3. 定着部せん断設計法

PCスラブの押抜きせん断破壊実験、および斜材定着部の模型実験結果をふまえて、定着部せん断設計法の検討を行った。

斜材定着部のせん断耐力 V_{yd} は(2) 式を用いて検討した。

$$V_{yd} = V_{pcd} + V_{pd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (2)$$

ここに、 V_{pcd} : コンクリートの負担分 V_{pd} : 鉛直鋼棒の負担分

V_{sd} : 鉛直鉄筋の負担分 V_{ped} : 横桁横締め鋼材の有効引張力のせん断力に平行な成分

(1) コンクリートの負担分

せん断補強鉄筋を用いない場合のコンクリートのせん断耐力^{6) 7)} V_u は、支点反力の影響を示すせん断耐力 V_{us} と載荷荷重の影響を示すせん断耐力 V_{ur} との和で示されるものと仮定し(3) 式を適用した。

また、プレストレスの影響は(1) 式を用いて計算した。

$$V_u(x) = V_{ur}(x) + V_{us}(a-x) \quad (3)$$

ここで

$$V_{ur}(x) = 0.47 \cdot f_c^{(1/3)} [0.75 + 1.4d/(2x)] \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (3-1)$$

ただし $2x/d > 2.5$

$$\text{または} \quad = 1.79 \cdot f_c^{(1/3)} (2x/d)^{(-1.166)} \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (3-2)$$

ただし $2x/d \leq 2.5$

$$V_{us}(a-x) = 0.47 \cdot f_c^{(1/3)} [0.75 + 1.4d/(2(a-x))] \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (3-3)$$

ただし $2x/d > 2.5$

$$\text{または} \quad = 1.79 \cdot f_c^{(1/3)} (2(a-x)/d)^{(-1.166)} \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (3-4)$$

ただし $2x/d \leq 2.5$

f_c : コンクリートの圧縮強度 x : 荷重載荷点から検討断面までの距離

a : 支点から検討断面までの距離 b_w : せん断耐力算定点の有効幅

$$\beta_d = (100/d)^{(1/4)} \quad (d : \text{部材断面の有効高さ})$$

$$\beta_p = P_w^{(1/3)} \quad (P_w : \text{軸方向引張鉄筋断面積}(A_s) \text{の腹面断面積に対する比率})$$

鉄筋比 P_w は2方向の平均値を用いて計算した。また、次式にて多段配置鉄筋を軸方向鉄筋に換算した。

$$A_s = \Sigma A_s \cdot d'/d \quad (d' : \text{中間鉄筋までの有効高さ})$$

$$\beta_n = 1 + 2 M_o/M_u \leq 1 + 0.35(1/p)^{1.2}$$

なお、スラブのプレストレスは、橋軸方向・橋軸直角方向の2方向における平均プレストレスを用いて計算した。

図-8に示す計算上の破壊線上に沿って、この微小区間 Δbw のせん断耐力を積分することにより計算上の破壊面の V_{pcd} を求めた。

$$V_{pcd} = \int V_u(x) \quad \text{----- (4)}$$

(2) 鉛直鋼棒の負担分

鉛直鋼棒の負担分は破壊面と交差した鋼棒のみを有効と考え、模型の鋼材ひずみから計算した各鉛直鋼棒の引張力の和として(5)式にて求めた。

$$V_{pd} = \sum A_{pw} \cdot f_{pd} \quad \text{----- (5)}$$

ここに、 A_{pw} : PC 鋼材の断面積

f_{pd} : PC 鋼材の引張応力度

(3) 鉛直鉄筋の負担分

鉛直鉄筋の負担分は横桁の破壊面と交差した鉄筋のみが有効に働くものとし、鉄筋の降伏応力度から計算し(6)式にて求めた。

$$V_{sd} = n_s \cdot A_w \cdot f_{wyd} \quad \text{----- (6)}$$

ここに、 n_s : 鉄筋本数 A_w : 鉄筋断面積

f_{wyd} : 鉄筋降伏応力度

(4) 横桁横締め鋼材の有効引張力のせん断力に平行な成分の負担力

各鋼材の破壊面における緊張力は横桁中心の緊張力に等しいものと仮定し、横桁横締め鋼材の有効引張力をその鉛直方向成分の和として次式にて求めた。

$$V_{ped} = \sum P_e \cdot \sin \alpha_p \quad \text{----- (7)}$$

ここに、 $\sum P_e$: PC 鋼材の有効引張力

α_p : PC 鋼材と部材軸方向とのなす角度

以上により計算した定着部耐力を表-6に示す。

(5) 鉛直鋼棒の有効範囲の検討

実験の結果、載荷点から離れた横桁端部の鉛直鋼棒は、押抜きせん断耐力の向上にはあまり有効でなかった。このため、図-12に示すように、有効鋼材の配置範囲を各鉛直鋼棒の負担力の釣合いから試算すると1/3縮尺模型NO.1は $0.65d_0$ 、1/3縮尺模型NO.2は

$0.68d_0$ となる。(ここに、 d_0 はアンカープレート下端から上床版コンクリート天端までの距離とする)

これらの結果より実用的には、載荷版の縁端から $0.65d_0$ の範囲内の鉛直鋼棒のみを有効と考えて、次式にて計算するのが安全と思われる。

$$V_{pd} = n_p \cdot A_{pw} \cdot f_{pyd} \quad \text{----- (8)}$$

ここに、 n_p : PC鋼材の本数

A_{pw} : PC鋼材の断面積

f_{pyd} : PC鋼材の降伏応力度

表-6 定着部耐力

	1/3縮尺模型		1/6 縮尺
	NO.1	NO.2	模 型
コンクリートの負担分 $V_{pcd}(t)$	79 (20 %)	80 (25 %)	26 (22 %)
鉛直鋼棒の負担分 $V_{pd}(t)$	169 (42 %)	156 (49 %)	54 (46 %)
鉛直鉄筋の負担分 $V_{sd}(t)$	25 (6 %)	25 (8 %)	7 (6 %)
横桁横締めのせん断力 $V_{ped}(t)$	126 (32 %)	56 (18 %)	30 (26 %)
せん断力 $P_{yd}(t)$ $=V_{yd} \times \sec \theta$	442	351	130
実験値/計算値 $\frac{P_{test}}{P_{yd}}$	486/442 = 1.09	376/351 = 1.07	137/130 = 1.05

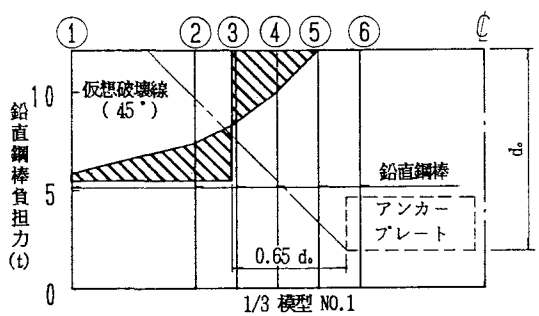


図-11 鉛直鋼棒有効範囲 (1/3 縮尺模型NO.1)

4. まとめ

PC斜張橋の斜材定着部の安全性を確認し、鉛直鋼棒、鉛直鉄筋、横桁横締め鋼材で補強された斜材定着部のせん断設計法を研究するために、PCスラブの押抜きせん断破壊実験、および斜材定着部の模型実験を行った。

本実験で得られた主な点を以下に示す。

(1) PCスラブの押抜きせん断破壊実験

- ①スラブの導入プレストレスが $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 以下では、プレストレスの増加にともない押抜きせん断耐力は増加する。
- ②プレストレスが $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 以上では、スラブの押抜きせん断耐力は一定値を示す。また、その値は引張鉄筋比が小さい程大きい。
- ③スラブの押抜きせん断耐力に及ぼすプレストレスの影響 β_n は、PCばりのデコンプレッションモーメントを用いれば以下の適用条件のもとで評価できる。

$$\beta_n \leq 1 + 0.35(1/p)^{1.2}$$

ここに、 p ：引張鉄筋比(%) $[p = A_s/(b \cdot d) \times 100]$

(2) 斜材定着部の模型実験

- ①実橋における設計荷重時の斜材張力の許容値($0.40P_u$)時点では、有害なひびわれは生じなかった。
- ②斜材定着部の破壊は押抜きせん断破壊であり、破壊面の形状は3試験体ともほぼ45度であった。
- ③破壊時は定着部直下の鉛直鋼棒以外は降伏強度にいたらなかった。このため、鉛直鋼材は実用上、アンカープレート下端から上床版コンクリート天端までの距離 d_0 の範囲内に配置しても、押抜きせん断力の計算上有効とするのは載荷点付近 $0.65d_0$ の範囲程度の鋼材のみとするのがよい。
- ④PC斜張橋の斜材定着部のせん断設計法は、コンクリート、鉛直鋼棒、鉛直鉄筋、横桁横締め鋼材の有効引張力のせん断力に平行な成分として求められることを示した。

参考文献

- 1) 末弘, 石橋, 佐藤, 大庭: PCスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究, 第11回コンクリート工学年次論文報告集, 1989年 pp.149 ~152
- 2) 石橋, 佐藤, 大庭: PCスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究, 第10回コンクリート工学年次論文報告集, 1988年 pp.109 ~114
- 3) Comite Euro-International de Beton:CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 1988
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書設計編, 1986年
- 5) 石橋, 高木, 大庭: PC斜張橋斜材定着部模型実験, 第10回コンクリート工学年次論文報告集, 1988年 pp. 1~6
- 6) 石橋, 斉藤: 鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する一考察, 第6回コンクリート工学年次論文報告集, 1984年 pp.629 ~632
- 7) 石橋, 斉藤, 丸山: 多点集中荷重を受けるはりのせん断耐力に関する一考察, 第7回コンクリート工学年次論文報告集, 1985年 pp.517 ~520

(1989年10月 2日受付)