

論文

[2001] PC 斜張橋斜材定着部模型実験

正会員 石橋忠良 (JR東日本 東北工事事務所)

正会員 高木芳光 (JR東日本 東北工事事務所)

正会員 ○大庭光商 (JR東日本 東北工事事務所)

1. はじめに

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横桁もPC構造として設計している。

将来の保守及び橋梁側径間直下が青森駅構内であり施工時の安全性を考えて桁内での緊張作業を前提としており、そのため斜材定着部は上スラブ近くとなった。特に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、この押抜きせん断耐力に着目して定着部付近をモデル化した部分模型実験を行った。

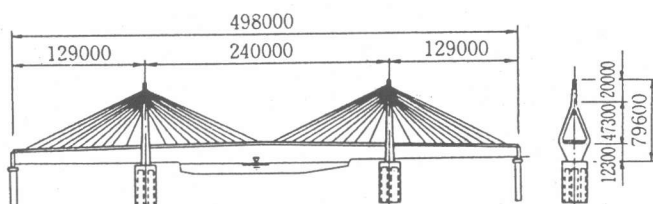


図-1 橋梁全体図 (寸法単位 mm)

2. 実験目的

模型実験により破壊形態および変形状を把握し、補強方法の効果等について確認するものである。以下に実橋における基本的考え方を示す。

- (1) 実橋における斜材定着部耐力は斜材引張強度以上であること。
- (2) 破壊形式として急激なせん断破壊が生じないこと。

3. 実験概要

実験は図-2に示すように1/3縮尺模型2体と縮尺率の影響を考慮して1/6縮尺模型1体の合計3体にて行った。なお1/3縮尺模型のNO.2は1/3縮尺模型NO.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、斜材突起部の補強筋を減じたものである。また模型は定着部付近に限定した部分模型とし、実橋の最大荷重が作用する施工時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-3)また、実験では試験体の破壊に先立ち斜材破断の起こらないように、斜材は想定押抜きせん断耐力の1.5倍程度の耐力の鋼材を使用した。

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 (Pu: 斜材引張強度)
- 3回目: 破壊まで

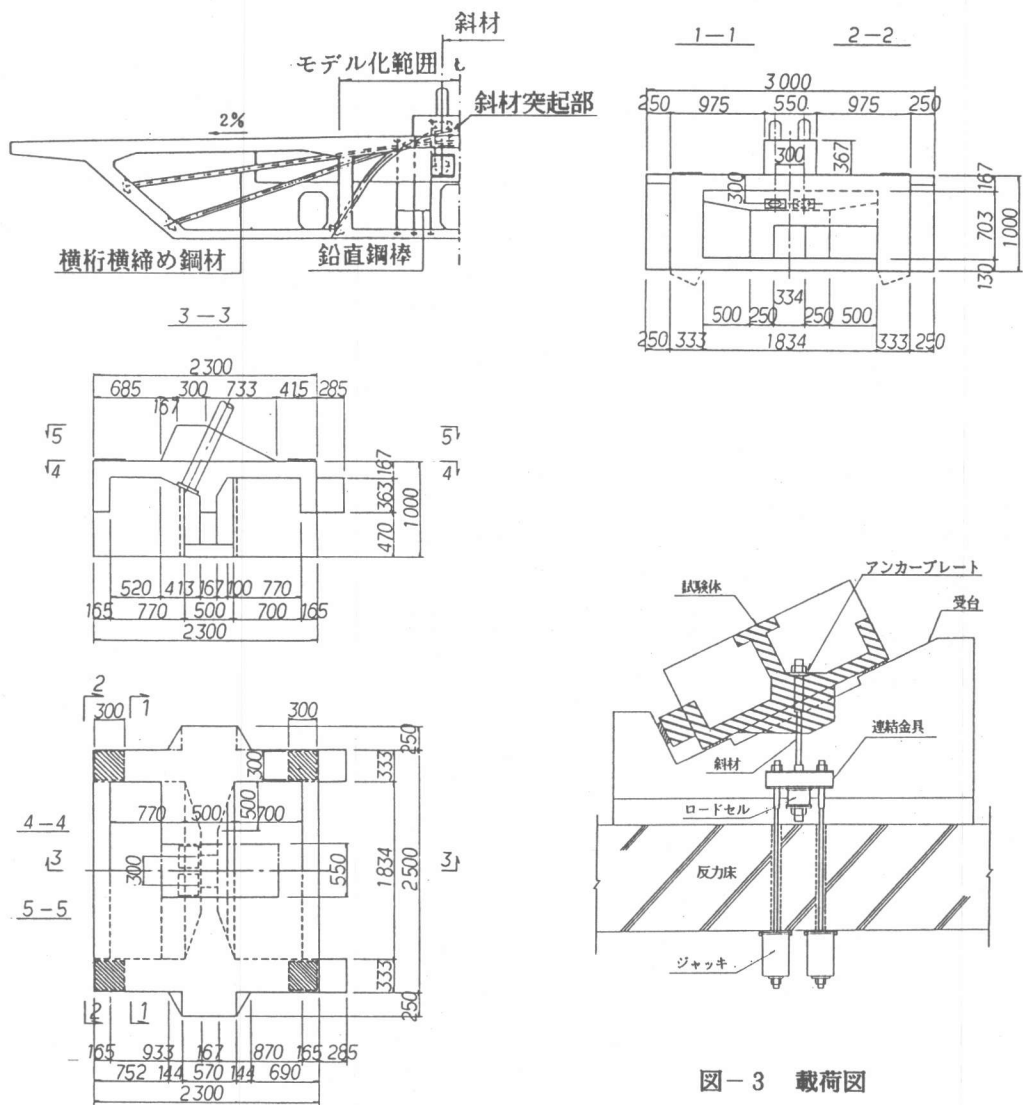


図-2 実験モデル (1/3 模型) (寸法単位 mm)

コンクリートは模型の縮尺に
 合わせ2種類のコンクリート (モルタル) を使用した。(表-1)

表-1 コンクリートの配合

試験体	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (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. 実験結果および考察

実験結果一覧を表-2 に、破壊状況を図-4 に示す。図中の実破壊線とは破壊面と1/2dの交点を結んだものである。(d:有効高さ)

(1) 破壊状況

(a) ひびわれは、3体とも当初スラブ上面の突起部周りに発生、さらに突起部周りのひびわれが

分散した。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下面コンクリートへのめりこみが顕著になり破壊にいたった。表-3に破壊の進行状況を示す。

破壊モードはスラブと横桁とが分離し、スラブで押し抜けるものであった。

(b) 破壊形状は1/3縮尺模型NO.1と1/3縮尺模型NO.2は近似していたが、1/6縮尺模型の実破壊線は橋軸直角方向にやや広いものであった。また、破壊面の形状は3体ともほぼ45度であった。

表-2 実験結果一覧

	試験体	初期ひびわれ	0.4Pu相当	0.65Pu相当	最大荷重
荷重 (t)	1/3 模型 NO.1	100	163.4	256.0	486 (1.24Pu)
	1/3 模型 NO.2	140	156.7	255.1	376 (0.96Pu)
	1/6 模型	50	39.2	64.0	137 (1.39Pu)
最大ひびわれ幅 (mm)	1/3 模型 NO.1		0.04	0.06	
	1/3 模型 NO.2		0.04以下	0.06	
	1/6 模型		なし	0.04以下	
床版鉄筋応力 (kg/cm ²)	1/3 模型 NO.1		544	1402	降伏
	1/3 模型 NO.2		438	2734	降伏
	1/6 模型		307	655	降伏
スターラップ応力 (kg/cm ²)	1/3 模型 NO.1		436	839	降伏
	1/3 模型 NO.2		457	1082	降伏
	1/6 模型		329	565	降伏

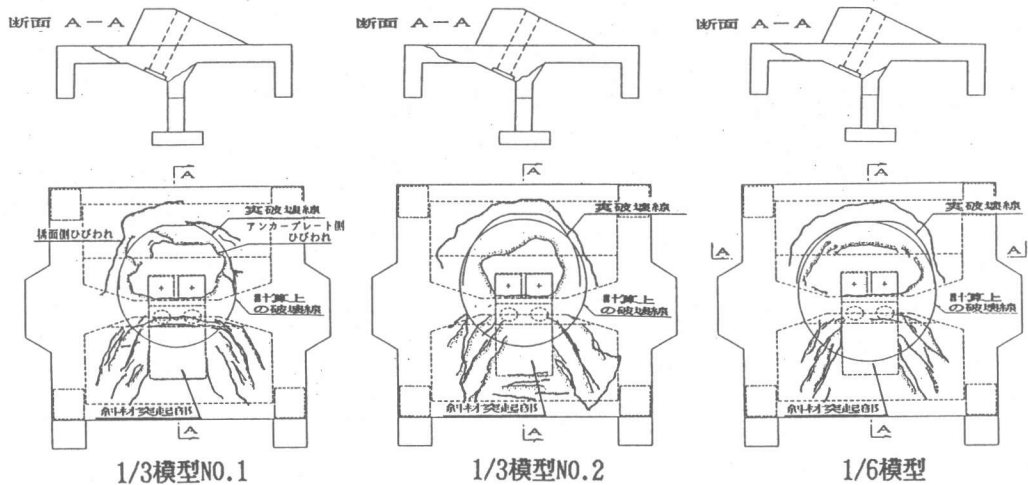


図-4 破壊状況図

(c) 定着部の最大耐荷力は、1/3縮尺模型NO.1は1.24Pu、1/3縮尺模型NO.2は0.96Pu、1/6縮尺模型は1.39Puとなり、1/3縮尺模型NO.2は斜材の引張強度を幾分下回った。

1/3縮尺模型NO.2は他の2体の模型に比べて、補強鋼材が少ないので横桁斜めひびわれの発生が早く(0.65Pu)床版コンクリートへの荷重の移行が早かったために、床版コンクリートのひびわれ進展が早く、破壊にいたったものと思われる。

(2) 荷重～変位曲線

斜材突起部における荷重～変位曲線を図-5に示す。図より1/3縮尺模型NO.2は、1/3縮尺模

表-3 破壊の進行状況

	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 Pu	0.40 Pu	0.65 Pu
床版のひびわれ分散	0.65 Pu	0.65 Pu	0.76 Pu
横桁斜めひびわれ発生	0.92 Pu	0.65 Pu	0.99 Pu
アンカープレートの沈下進行	0.82 Pu	0.72 Pu	1.12 Pu
横桁スターラップ降伏	1.20 Pu	0.87 Pu	1.20 Pu
床版が押し抜ける	1.24 Pu	0.96 Pu	1.39 Pu

型NO.1に比べ変位量が比較的小さい値で破壊にいたった。斜材定着部の最大耐荷力は横桁横締め鋼材により、変形を小さくすることにより大きくなる。

(3) 鉛直鋼棒のひずみ

斜材突起部における鉛直鋼棒の荷重～ひずみ曲線を図-6に示す。また作用せん断力に対する各鉛直鋼棒の負担力の変化を図-7に示す。鉛直鋼棒の負担力は各鉛直鋼棒のひずみから計算した。500

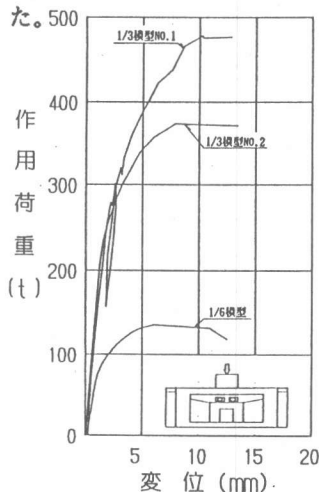


図-5 荷重～変位図

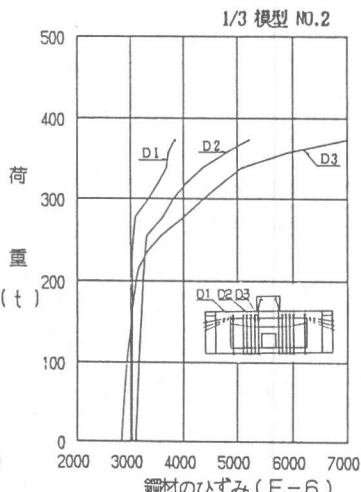
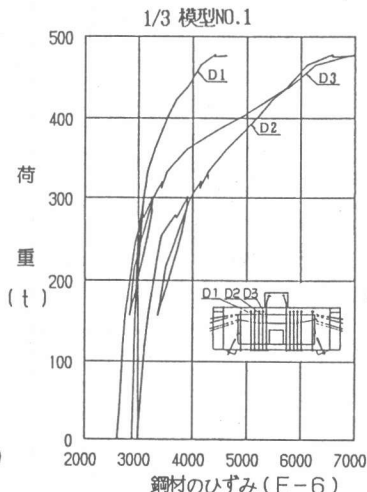


図-6 荷重～鋼材ひずみ

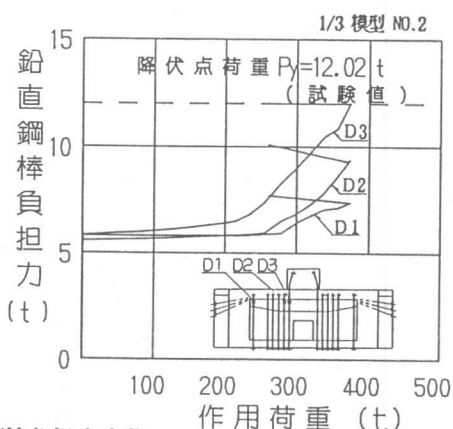
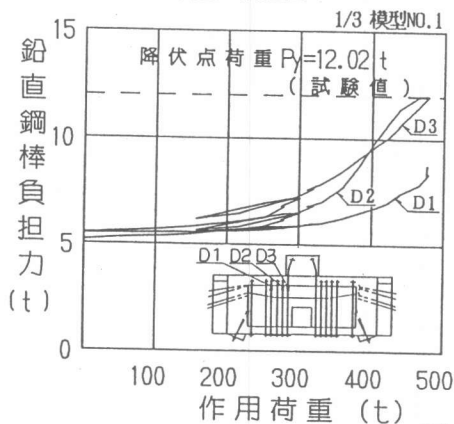


図-7 鉛直鋼棒負担力変化

1/3 縮尺模型NO.1は、最大荷重時に破壊面より内側の鉛直鋼棒D2、D3は降伏した。しかし、1/3 縮尺模型NO.2ではD3の鉛直鋼棒だけが降伏していたが、その他の鉛直鋼棒は耐力に余裕を残したまま破壊にいたった。(図-7参照)横桁端部の鋼棒はあまり押抜きせん断耐力の向上には有効でないことがわかる。

(4) 試験体における定着部耐力の算定

斜材定着部のせん断耐力 V_{yd} は(1)式を用いて検討した。

$$V_{yd} = V_{pcd} + V_{pd} + V_{sd} + V_{ped} \dots\dots\dots (1)$$

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

(a) 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^{1) 2)} 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} との和で示されものと仮定し(2) 式を適用した。また、軸方向圧縮力(プレストレス力)の効果はPCスラブの押抜きせん断耐力の実験³⁾ から推定した。

$$V_u(x) = V_{ur}(x) + V_{us}(a-x) \dots\dots\dots (2)$$

ここで

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

ただし $2x/d > 2.5$

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

ただし $2x/d \leq 2.5$

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

ただし $2x/d > 2.5$

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

ただし $2x/d \leq 2.5$

f_c : コンクリートの圧縮強度 x : 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

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

$\beta_p = P_w^{(1/3)}$ (P_w : 軸方向引張鉄筋断面積 (A_s) の腹部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も軸方向引張鉄筋に換算した。

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

$\beta_n = 1.85$ (β_n は軸方向圧縮力(プレストレス力)の影響を表す係数)

プレストレス力は2方向の平均値を用いて計算した。

図-3に示す計算上の破壊線上に沿ってこの微小区間 Δb_w のせん断耐力を積分することによりこの計算上の破壊面の V_{pcd} を求めた。

$$V_{pcd} = \int V_u(x) \dots\dots\dots (3)$$

(b) 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(4) 式にて求めた。

$$V_{pd} = \Sigma A_{pw} \cdot f_{pd} \dots\dots\dots (4)$$

ここに A_{pw} : PC 鋼材の断面積

f_{pd} : PC 鋼材の引張応力度

(c) 鉛直鉄筋の負担分

鉛直鉄筋の負担分は横筋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(5) 式にて求めた。

$$V_{sd} = n_s \cdot A_w \cdot f_{wyd} \dots\dots\dots (5)$$

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

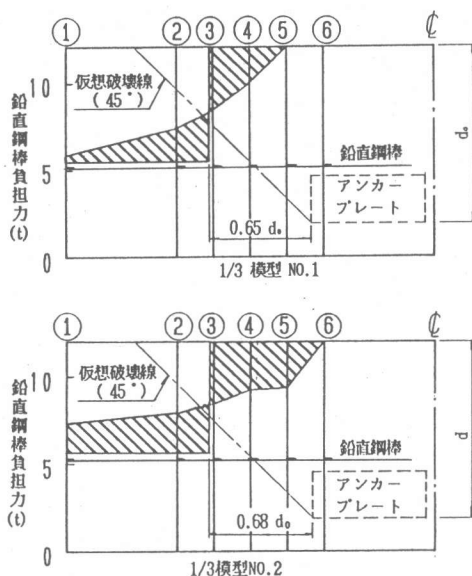


図-8 鉛直鋼棒有効範囲

(d) 横桁の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。

$$V_{ped} = \sum P_e \cdot \sin \alpha_p \quad \text{----- (6)}$$

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-4 に示す。

(5) 鉛直鋼棒の効果の検討

図-8 に示すように、有効鋼材の配置位置を各鉛直鋼棒の負担力の釣り合いから試算すると1/3縮尺模型NO.1は0.65 d_0 、1/3縮尺模型NO.2は0.68 d_0 となる。(ここに d_0 はアンカープレート下端から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板の縁端から0.65 d_0 の範囲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。

$$V_{ped} = n_p \cdot A_{pw} \cdot f_{pyd} \quad \text{----- (7)}$$

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-4 定着部耐力

	1/3 縮尺模型		1/6 縮尺 模型
	NO. 1	NO. 2	
コンクリートの負担分 V_{pcd} (t)	87 (21%)	82 (26%)	28 (24%)
鉛直鋼棒の負担分 V_{pd} (t)	169 (42%)	156 (49%)	54 (45%)
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 (31%)	56 (17%)	30 (25%)
せん断力 P_{yd} (t) = $V_{yd} \times \sec \theta$	451	354	132
実験値/ 計算値 $\frac{P_{test}}{P_{yd}}$	486/451 = 1.08	376/354 = 1.06	137/132 = 1.04

5. まとめ

- (1) 0.40 P_u (実橋における設計荷重時の斜材張力の許容値) 時点では、有害なひびわれは生じなかった。
- (2) 破壊の形態は、斜材突起部周りにひびわれが発生、横桁と床版が分離、床版が押抜けるものであった。また、破壊面の形状は3体ともほぼ45度であった。
- (3) 計算値と実験値の比(P_{test}/P_{yd})は1.04~1.08となり、斜材定着部耐力は本文で述べたようにコンクリート、鉄筋、鉛直鋼棒、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和として求めることは妥当と思われる。
- (4) 破壊時は定着部直下の鉛直鋼棒以外は降伏強度に至らなかった。実用上鉛直鋼材は45度の範囲内に配置しても、押抜きせん断力に有効なのは載荷点付近(0.65 d_0 の範囲程度)の鋼材のみとするのがよい。
- (5) 計算値と実験値の比がほぼ同一になったことから、 β_a にて寸法効果は適切に評価されていると思われる。

参考文献

- 1)石橋, 斎藤: 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会年次講演会論文集 1984年 PP.629~632
- 2)石橋, 斎藤, 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会年次講演会論文集 1985年 PP.517~520
- 3)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考察: 第10回コンクリート工学会年次講演会論文集 1988年