

青森大橋 (PC 斜張橋) の設計概要と斜材定着部実験

石	橋	忠	良*
高	木	芳	光**
大	庭	光	商***

1. ま え が き

青森港は、JR 東日本青森駅を挟んで東西に分かれた形で発達し、現在に至っている。これら港湾施設の一体化、物流の円滑化を図るとともに市街地の交通混雑緩和を図るべく、JR 東日本青森駅構内を跨ぎ、東西の港湾施設を連絡する臨港道路の整備が計画された。

青森大橋は青森駅構内および青函連絡船の発着に使われている港湾を跨ぐ 3 径間連続 PC 斜張橋である。なお、本橋の設計および施工は、青森県より JR 東日本東北工事事務所（旧国鉄盛岡工事事務所）に委託された。

本橋は、中央径間 240 m、橋長 498 m、全幅 25 m と完成すればコンクリート橋では我が国最大規模となる。したがって、計画および設計に際して、青森大橋技術検討委員会（委員長：樋口芳朗東京理科大学教授）が設置され、構造形式の選定、設計条件の検討、耐震・耐風安定性に対する照査等について検討がなされた。

本文では、上部工の設計概要と構造上、特に重要な斜材定着部の模型実験について報告する。

2. 橋 梁 概 要

2.1 設計基本条件

本橋の設計基本条件は次のとおりである。

橋 種：コンクリート道路橋

構 造 形 式：3 径間連続 PC 斜張橋

橋長(スパン)：498 m (128 m + 240 m + 128 m)

幅 員：全幅 25 m、車道 2@7.25 m、
歩道 2@3.5 m

道 路 規 格：4 種 1 級 (1 等橋, TL-20)

勾 配：縦断 4% 以下、横断 2%

平 面 線 形： $R = \infty \sim 800$ m

桁 下 空 頭：青森駅構内上 $H = 12.5$ m 以上
(レールレベル)

海上部 $H = 178$ m 以上

(青森港基準面)

2.2 構造の概要

PC 斜張橋は主桁・主塔・斜材の 3 つの構造部材から構成されており、構造形式の自由度がきわめて高く、多くの形式が考えられる。本橋は線路上、海面上での施工をカンチレバー工法で行う計画であり、施工中の桁下空間での安全性を重点に構造形式の比較を行った。

(1) 吊り面数の比較

1 面吊りは、2 面吊りと比較して、桁のねじり剛性の高い断面構造を採用する必要があり、箱形断面とした。

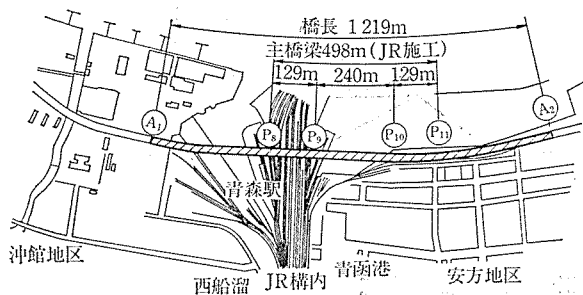


図-1 位置図

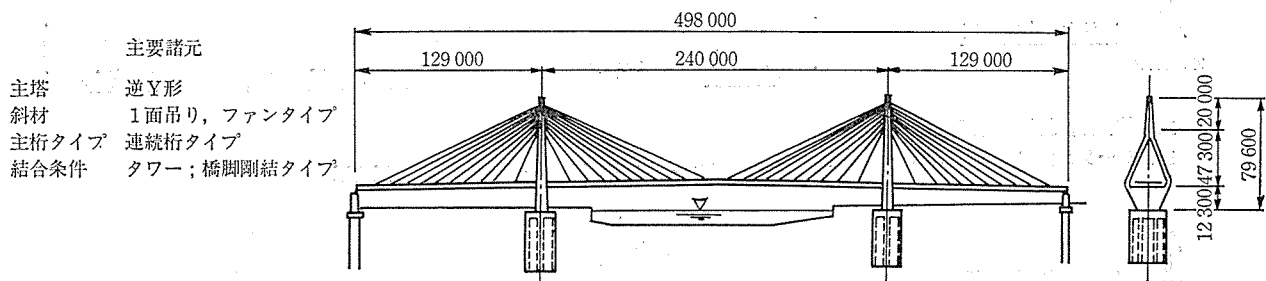


図-2 橋梁全体図

* JR 東日本東北工事事務所次長、工博
** JR 東日本東北工事事務所工事管理室係長
*** JR 東日本東北工事事務所工事管理室主席

◇工事報告◇

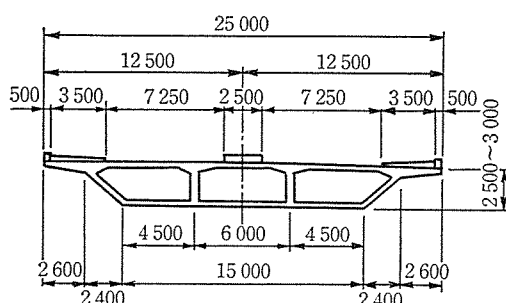
また、一面吊りは、美観面ならびに施工時に桁内での斜材の緊張作業が可能となること等の安全面で優れていることから、本橋では1面吊りを採用した。

(2) 斜材の形状

斜材の配置形式は放射形、ファン形、ハープ形とあるが、構造特性、景観性、経済性ならびに施工性を総合的に比較検討し、ファン形を採用した。

表—1 構造形式

	構造形式	塔の形状	塔、橋脚、主桁の連結方法
A案	中央ヒンジ付き剛結ラーメン形式	独立1本柱	塔、橋脚、主桁と剛結
B案	連続桁形式	逆Y形柱	塔と橋脚は剛結、主桁は自由



図—3 主桁断面

(3) 支持形式

本橋では、表—1 に示す 2 形式について比較した結果、工費面でほとんど有意差が認められなかったことから、走行性を考慮してB案とした。

(4) 主桁

本橋の主桁断面は橋面幅が 25 m と広幅員であり、また1面吊りであることから、ねじり剛性の高い多室箱桁を基本に検討を行った。主桁の耐震性、斜材からの応力伝播と補強、施工性および維持管理等を検討し、図—3 に示す主桁断面を採用した。

(5) 支承構造

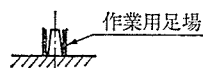
本橋の支承構造は耐候性および機能性を考慮し、JR で実績のあるゴムシューとダンパー式ストッパーを併用した支承構造とした。ダンパー式ストッパーは桁と下部構造に急激な相対変位（地震時）が生じたとき、ストッパー中に充てんされている粘性体の流動抵抗を利用して、桁に作用する水平力を各下部構造に分散あるいは減衰させるものである。

3. 設計概要

3.1 静的設計

断面力は変位法による任意平面骨組解析により算出し

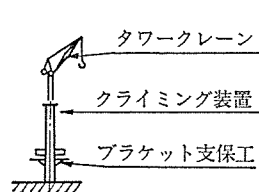
① 橋脚部の施工



② 主塔付根部ロット施工

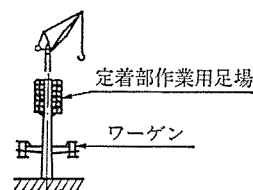


③ 主塔一般部、柱頭施工

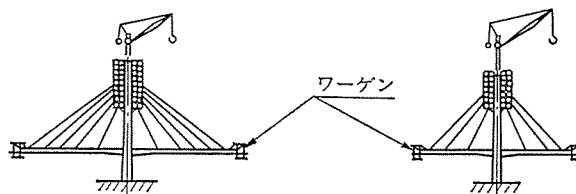


④ 主塔結合部、斜材定着部施工

主桁ワーゲン組立、張出しブロック施工

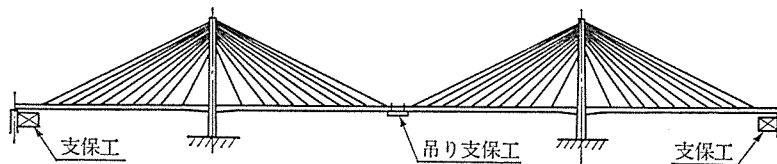


⑤ 塔、主桁の施工および斜材ケーブルの架設、緊張 塔の施工を先行させ、併行してワーゲン施工する。

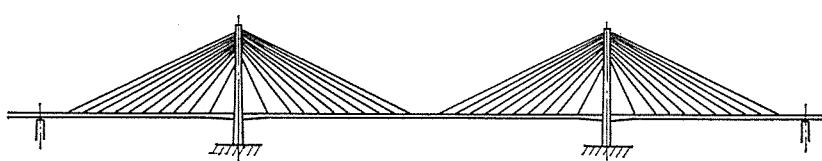


⑥ 支保工部施工

側径間支保工部施工後、中央連結部の施工



⑦ 斜材ケーブル張力調整、グラウト、橋面工施工



図—4 施工順序図

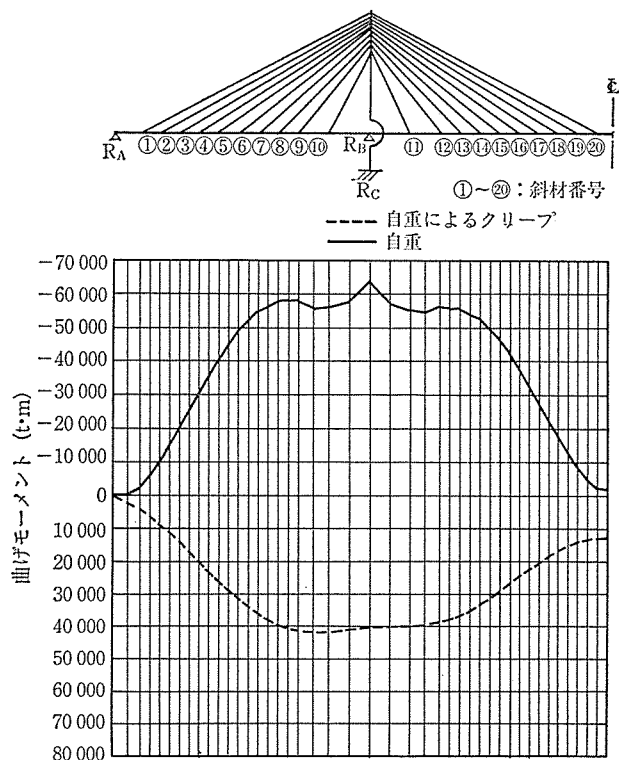
た。

この場合、主桁の架設法としては図—4に示すようなカンチレバー工法を考えている。施工時断面力の算定は、施工手順に従って逐次構造系を変化させて解析を行っており、自重、プレストレスおよび斜材調整力による断面力は、施工時の最終状態の値である。

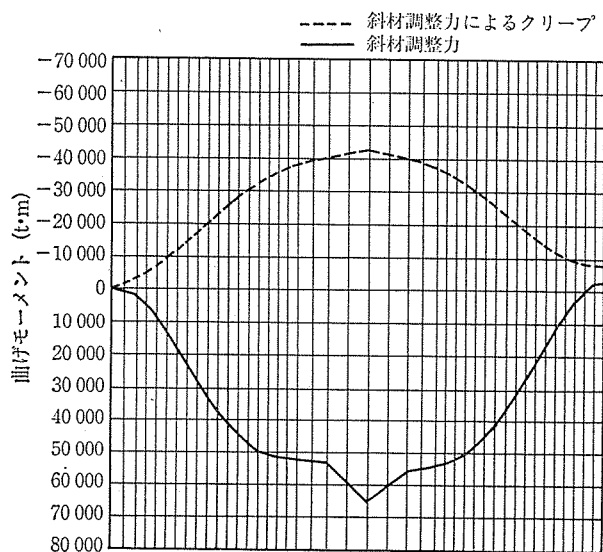
地震の影響については、3.2 耐震設計で述べるので、この項では常時荷重の断面力について述べる。

(1) 主桁の断面力

主桁に生ずる曲げモーメントを図—5(a)~(c)に示



図—5(a) 主桁曲げモーメント



図—5(b) 主桁曲げモーメント

す。

(2) 斜材張力

斜材張力を図—6に示す。斜材番号⑩,⑪は架設時の許容値より断面が決まっている。

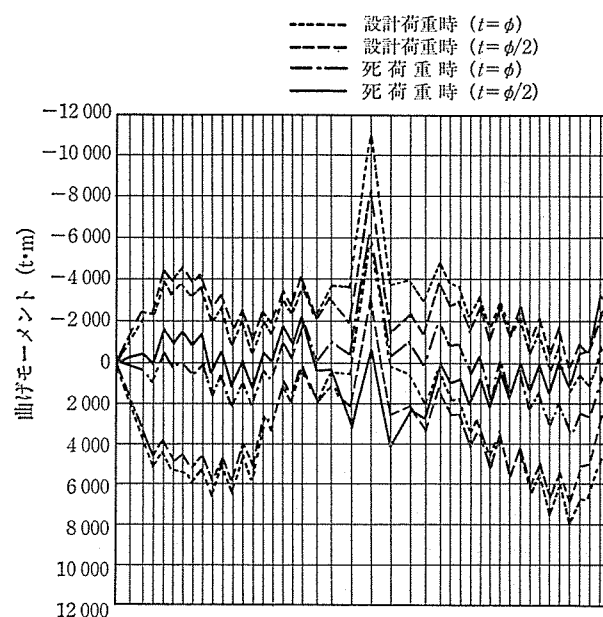
なお、斜材に用いるケーブルの応力度の許容値は次のとおりとした。

$$\text{常時 (設計荷重時)} \quad \sigma_a = 0.4 \sigma_{pu}$$

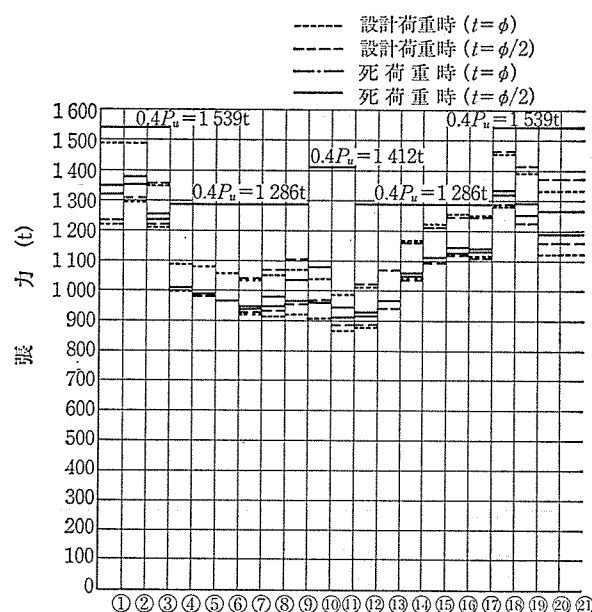
$$\text{架 設 時} \quad \sigma_a = 0.55 \sigma_{pu}$$

σ_{pu} : 引張強度

斜材張力の活荷重による最大変動幅は13.2 kg/cm²(斜材番号①)であり、疲労に対して各種データより安全と



図—5(c) 主桁曲げモーメント



図—6 斜材張力

◇工事報告◇

判断した。

3.2 耐震設計

本橋架橋地点の地質は、砂質土と粘性土の互層で構成される沖積層で、GL -20 m 以深が洪積層、第三紀層は GL -600 m~-800 m ぐらいと想定される。

このような軟弱地盤に PC 斜張橋を建設することから、本委員会では特に耐震設計に重点をおき、各種の検討を行ったので以下にその概要を述べる。

本橋の耐震設計における検討課題の概念を図-7に示す。

耐震設計の基本的考え方は、道路橋示方書に示されている応答を考慮した修正震度法によることを基本としたが、さらに動的応答解析（応答スペクトル法、時刻歴応答解析）により安全性の照査を行った（図-8）。この場合の解析モデルは、応答スペクトル法では基礎下端を地盤反力相当のバネで支持した上部工モデルとした。また時刻歴応答解析では、周辺地盤および基礎工を含む全体系モデルとした。

3.2.1 動的解析の条件設定

(1) 動的解析で想定した基盤面における最大入力加速度

建設地点を中心として過去に発生した地震の規模並びに震央距離から当該地点で想定される地震加速度の最大値を推定する手法が種々提案されている。建設省土木研究所、運輸省港湾技術研究所、日本国有鉄道技術研究所の各推定式を基に検討を行い、基盤面（GL -104.5 m）での最大加速度を本建設地点では 160 gal とした。

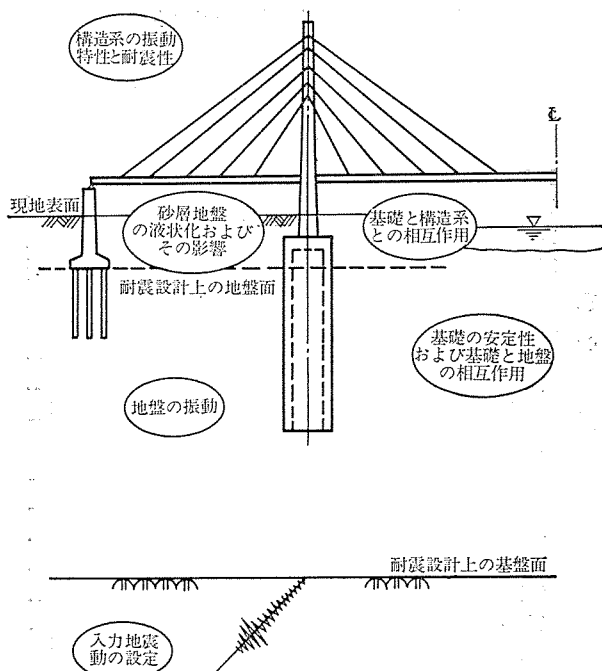


図-7 耐震性検討課題の概念図

表-2 地震波

名称	方向	最大加速度 (gal)	発生年月日	記録場所	地盤種別
十勝沖	N.S	225.0	1968.05.16	八戸港 青森港 (S-235)	4 種
	N.S	210.1			
	E.W	181.5			
日本海中部	N.S	94.9	1983.05.26	青森港 (S-1573)	1 種
	E.W	115.8			
宮城県沖	Tr	286.8	1978.06.12	開北橋	1 種

(2) 応答スペクトル法による動的解析に用いる設計用スペクトル曲線

上部工の動的解析に用いる耐震設計用スペクトル曲線は、以下の各加速度応答スペクトル曲線等を勘案し設定した（図-9）。なお、上部工の減衰定数としては $h=0.05$ を強震時の値として採用した。

- ① 青森港（運輸省港湾観測地点）で過去に観測された地震波のうち長周期成分が卓越する波の応答スペクトル。
- ② 設計用地盤モデルで表-2の地震波を用いて、耐震設計上の地盤面で算定した加速度応答スペクトル。
- ③ 建設省土木研究所で提案されている手法に基づく、再現期間100年の3種地盤期待値スペクトル。
- ④ 道路橋示方書耐震設計編の参考資料に記された地盤別平均応答スペクトル曲線（1970年）のうち4種地盤でのスペクトル。

(3) 時刻歴応答解析に用いる地震波形

全体系の地震応答解析に用いる地震波形として、以下に示す2種類の性質の異なる地震記録波を用い、架橋地点の地盤をモデル化した地盤系の応答解析により、全体系モデル解析入力基面（GL -58.0 m）での地震加速度波形を算定した。

① 1978.6.12 宮城県沖地震

開北橋 Tr 波 1種地盤で採取

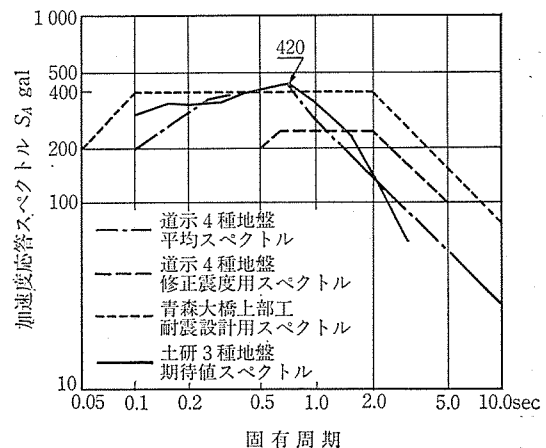


図-9 耐震設計用スペクトル曲線（上部工動的解析用）

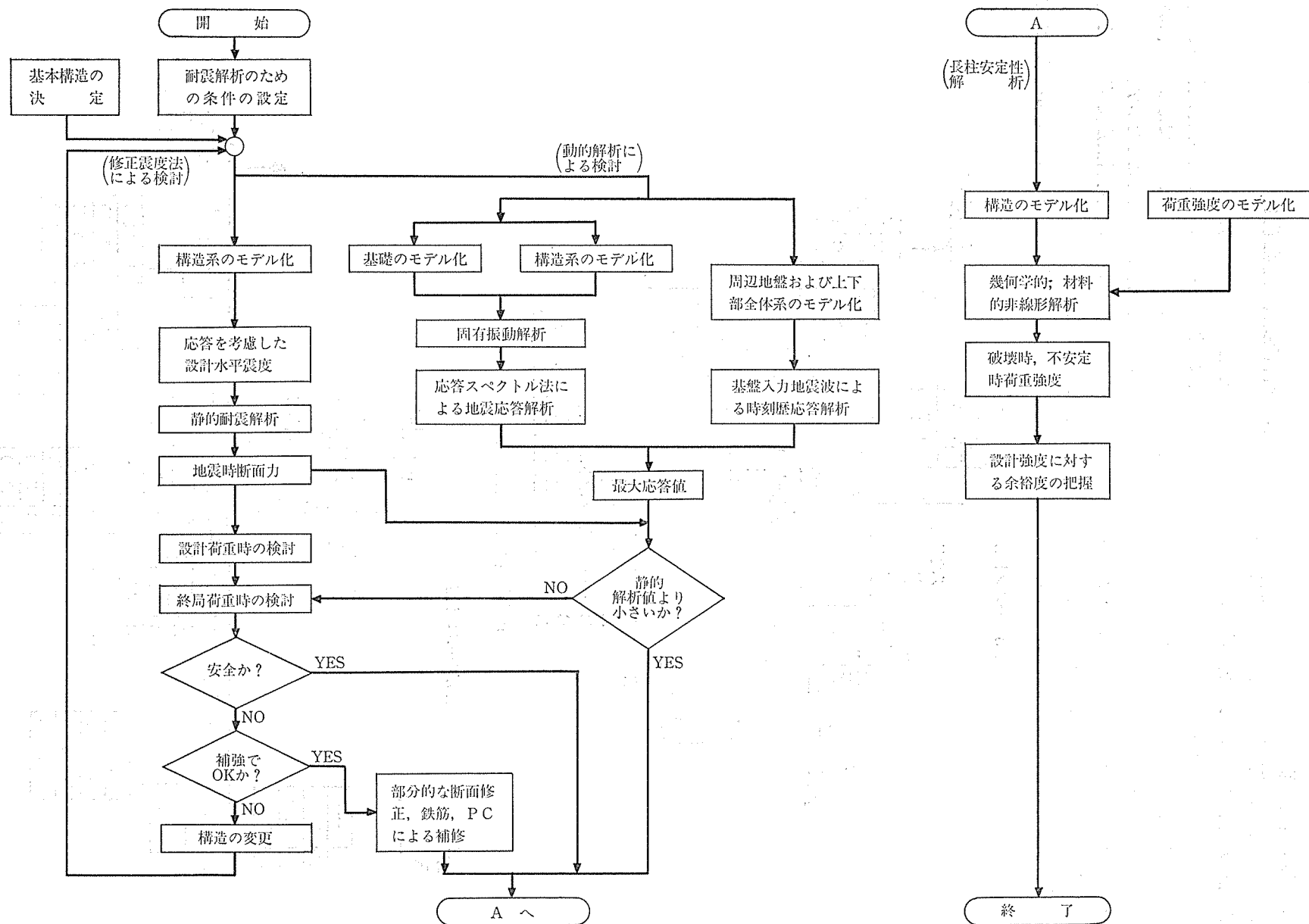


図-8 上部工の耐震性検討フロー

◇工事報告◇

② 1983.5.26 日本海中部地震

青森港 EW 波 4 種地盤で採取

3.2.2 耐震解析結果

各部材の卓越する固有周期は下記のとおりである。

橋軸方向 主桁および橋脚 $T=0.89$ 秒

塔 $T=1.93$ 秒

橋軸直角方向 塔および橋脚 $T=0.74$ 秒

主桁 $T=1.26$ 秒

図—10 (a)～(b) にそれぞれの方法で求めた地震による断面力の最大値を示す。図からわかるように、時刻歴応答解析（日本海中部地震）による応答値がほとんどの

断面で最大値を示している。この最大断面力に対して、断面耐力が大きくなるよう鋼材補強を行った。

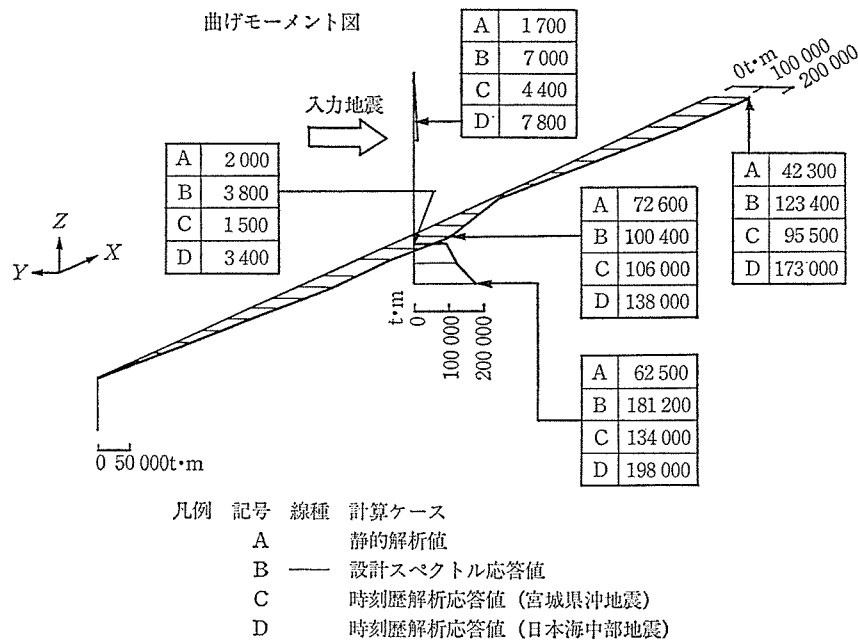
4. 斜材定着部模型実験

4.1 模型実験の基本的考え方

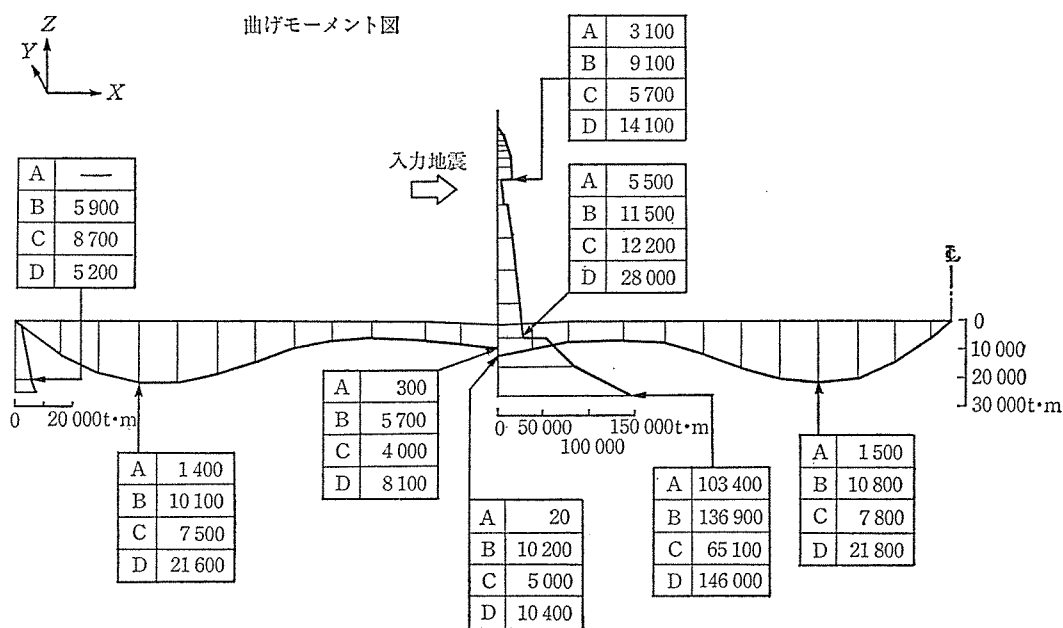
模型実験により破壊形態および変形状を把握し、補強方法の効果等について確認するものである。以下に実橋における斜材定着部の基本的考え方を示す。

① 斜材定着部の耐力は、斜材引張強度 ($1.0 P_u$) 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



図—10 (a) 橋軸直角方向地震時最大応答値分布図



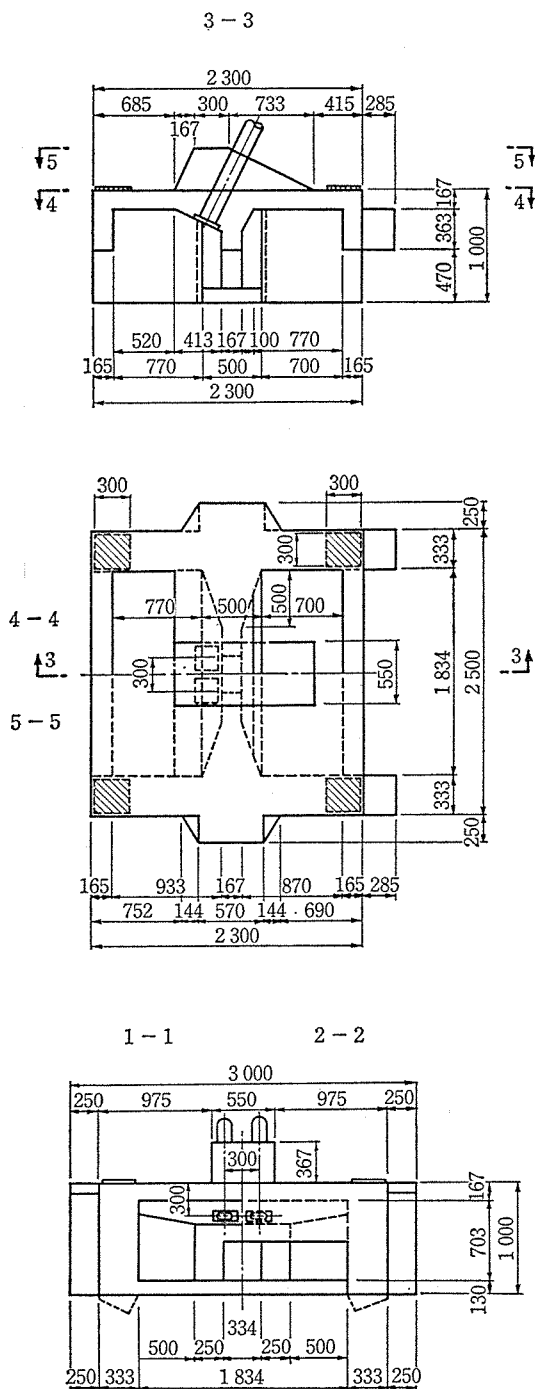
図—10 (b) 橋軸方向地震時最大応答値分布図

と。

実験は 1/3 縮尺模型 2 体および縮尺率の影響を考慮して 1/6 縮尺模型 1 体にて行った。なお、1/3 縮尺模型 No. 2 は 1/3 縮尺模型 No. 1 の実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力、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



図—11 実験モデル (1/3 縮尺模型)

表—3 破壊進行状況

	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 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
床版が押し抜ける	1.24 P_u	0.96 P_u	1.39 P_u

験体に対し、2 本の斜材を緊張することにより行った。

4.2 実験結果

破壊の進行状況を表—3 に、破壊状況を図—12 (a)～(c) に示す。

- 1) 初期ひびわれは定着部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、いずれも施工時最大荷重 $0.55 P_u$ を上回った。その後アンカープレート回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至った。破壊モードは、スラブと横桁が分離しスラブが押し抜けるものであった。なお、破壊面のスラブ表面に対する角度は 3 体ともほぼ 45 度であった。

- 2) 定着部の最大耐荷力は以下のとおりであった。

1/3 縮尺模型 No. 1 $1.24 P_u$

" No. 2 $0.96 P_u$

1/6 縮尺模型 $1.39 P_u$

1/3 縮尺模型 No. 2 は、他の 2 体の試験体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、床版コンクリートへの荷重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、破壊に至った。

- 3) 荷重～たわみ曲線を図—13 に示す。1/3 縮尺模型 No. 2 は、1/3 縮尺模型 No. 1 に比べ、変形が比較的小さいうちに破壊に至った。これより、横桁横締め鋼材の補強効果が大きいことがわかる。

- 4) 鉛直鋼棒の負担力の変化を 図—14 (a)～(b) に示す。鉛直鋼棒の負担力は各鋼棒のひずみから計算した。これより、斜材突起部付近の鉛直鋼棒だけは降伏に至ったが、その他の鉛直鋼棒は耐力に余裕を残したまま破壊に至った。横桁端部の鉛直鋼棒は、押抜きせん断に対してはあまり有効でないことがわかる。

4.3 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} は次式を用いて検討した。

$$V_{yd} = V_{pcd} + V_{pd} + V_{sd} + V_{ped}$$

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

◇工事報告◇

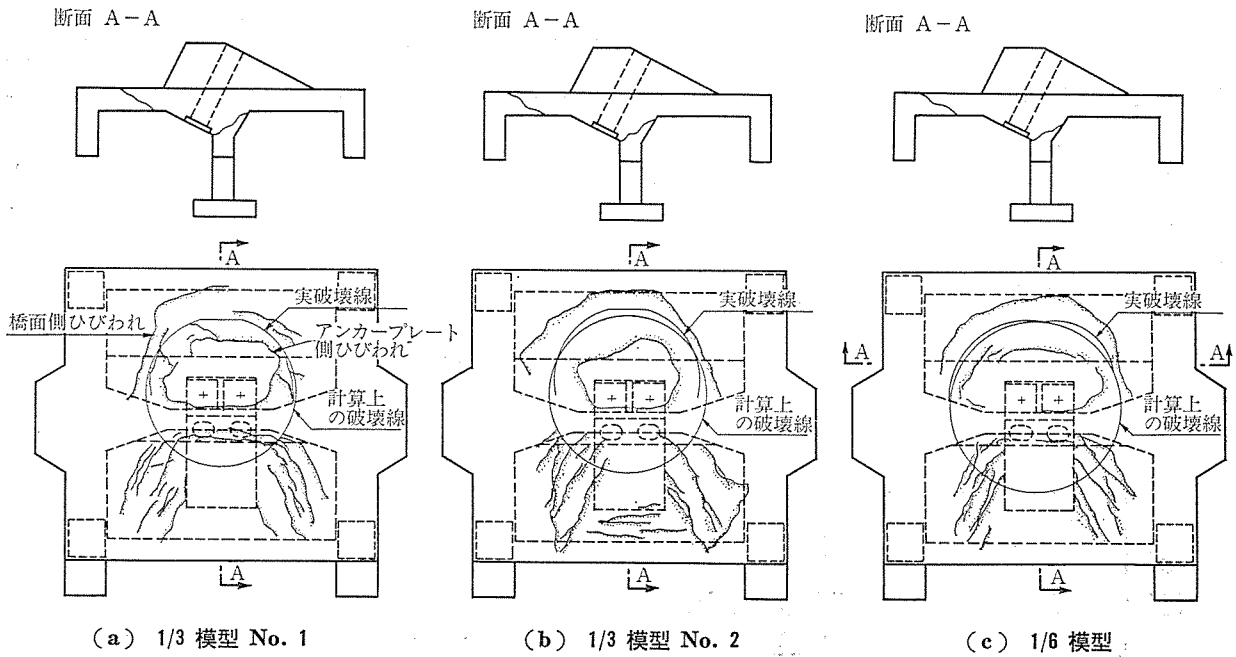


図-12 破壊状況図

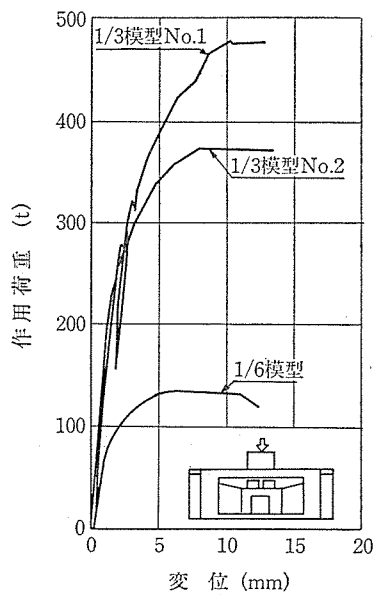


図-13 荷重～変位曲線

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の負担分

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

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

ここで、

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

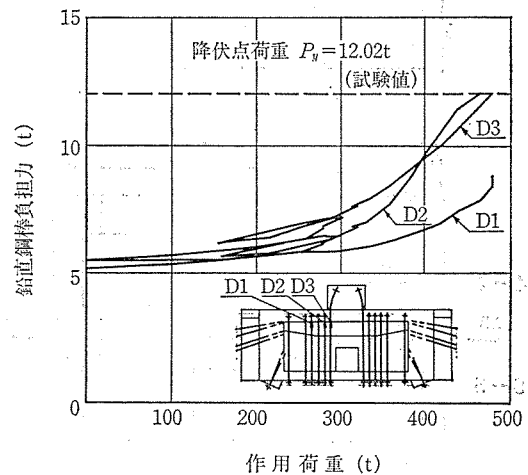


図-14 (a) 鉛直鋼棒負担力 (1/3 模型 No. 1)

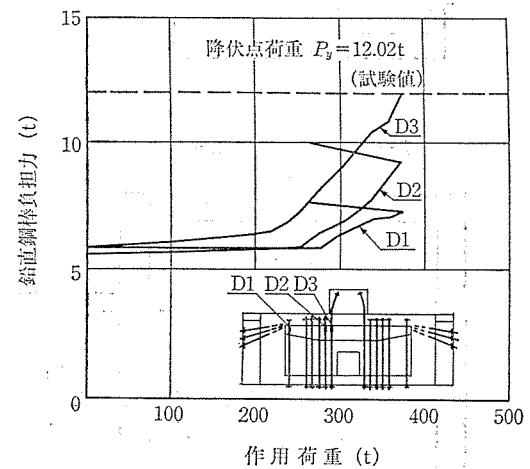


図-14 (b) 鉛直鋼棒負担力 (1/3 模型 No. 2)

$$\begin{aligned} & \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \\ & \text{ただし, } 2x/d > 2.5 \\ \text{または} & = 1.79 \cdot f_c^{(1/3)} (2x/d)^{(-1.166)} \\ & \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \\ & \text{ただし, } 2x/d \leq 2.5 \\ V_{us}(a-x) & = 0.47 \cdot f_c^{(1/3)} [0.75 + 1.4d/(2(a-x))] \\ & \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \\ & \text{ただし, } 2x/d > 2.5 \\ \text{または} & = 1.79 \cdot f_c^{(1/3)} [2(a-x)/d]^{(-1.166)} \\ & \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \\ & \text{ただし, } 2x/d \leq 2.5 \end{aligned}$$

f_c : コンクリートの圧縮強度
 a : 支点から検討断面までの距離
 x : 載荷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の腹
部断面積に対する比率)
 $\beta_n = 1.85$

図—12 に示す計算上の破壊線上に沿ってこの微小区
間 $4b_w$ 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} とした。

(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、次式にて計算した。

$$V_{pd} = \sum A_{pw} \cdot f_{pyd}$$

ここに、 A_{pw} : PC 鋼材の断面積

f_{pyd} : 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破壊面と交差した鉄筋のみが有効
に働くものとして、鉄筋の降伏応力度から計算し次式に
て求めた。

$$V_{sd} = n_s \cdot A_w \cdot f_{wyd}$$

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 行な成分の負担分

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。

$$V_{ped} = \sum P_e \cdot \sin \alpha_p$$

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—15 (a)~(b) 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 $0.68 d_0$ 、1/3 縮尺模型 No. 2 は $0.65 d_0$
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 $0.65 d_0$ の範囲の鉛直
鋼棒のみを有効と考え、次式にて計算するのが安全であ
る。

$$V_{ped} = n_p \cdot A_{pw} \cdot f_{pyd}$$

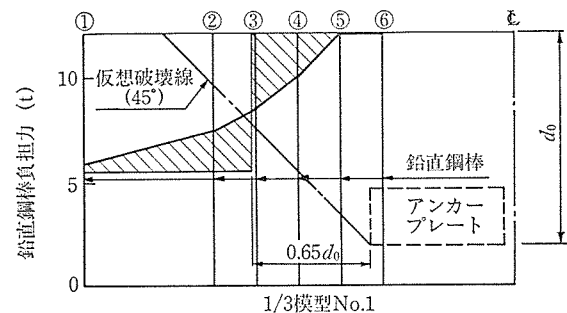
ここに、 n_p : PC 鋼材の本数

A_{pw} : PC 鋼材の断面積

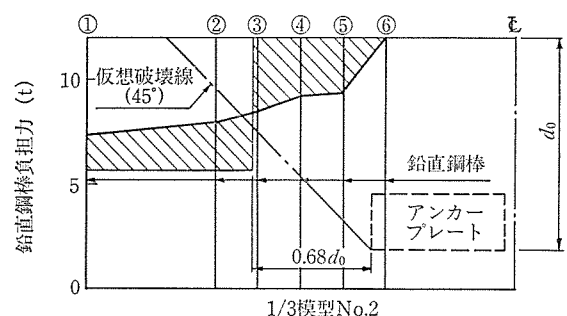
f_{pyd} : PC 鋼材の降伏応力度

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 $V_{yd}(t) = V_{yd} \times \sec \theta$	451	354	132
実験値/計算値 $\frac{P_{test}}{P_{yd}}$	$\frac{486}{451} = 1.08$	$\frac{376}{354} = 1.06$	$\frac{137}{132} = 1.04$



図—15 (a) 鉛直鋼棒有効範囲 (1/3 模型 No. 1)



図—15 (b) 鉛直鋼棒有効範囲 (1/3 模型 No. 2)

◇工事報告◇

4.4 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、床版が押し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、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良いと思われる。

5. あとがき

青森大橋の工事は、昭和67年度供用開始に向けて昭和62年度から本格的な工事に着手している。

基礎工は、日本最大規模の連壁剛体基礎(平面形状

20.5m×30m、深さ42m)である。また、各種の新技术を採用しており、今後もさらに関係者の御協力を得ながら安全に万全を期して工事を進めるべきと考えている。

最後に、本設計にあたり青森大橋技術検討委員会(委員長：樋口芳朗 東京理科大学教授)の各委員の方々の御指導をいただいたことを記し、ここに誌面を借りて深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 石橋忠良，斎藤啓一：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断力に関する一考察，コンクリート工学年次講演会論文集，1984年
- 2) 石橋忠良，斎藤啓一，丸山久一：多点集中荷重を受けるせん断耐力に関する一考察，コンクリート工学年次講演会論文集，1985年
- 3) 石橋忠良，佐藤春雄，大庭光商：PCスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次講演会論文集，1988年
- 4) 石橋忠良，高木芳光：PC斜張橋青森大橋(仮称)の設計，橋梁，1987年3月~6月
- 5) 石橋忠良，高木芳光，大庭光商：PC斜張橋斜材定着部模型実験，第27回プレストレストコンクリート技術協会研究発表会講演集，1987年11月
- 6) 石橋忠良，高木芳光，大庭光商：PC斜張橋斜材定着部模型実験，コンクリート工学年次講演会論文集，1988年

【昭和63年4月13日受付】