

特 別 講 演

長大橋とその使用鋼材について*

奥 村 敏 恵**

Long Span Bridge and Its Steel

Toshie OKUMURA

1. は し が き

最初の鉄橋は 1776 年に、A、タービーによつてかけられたコールブルックデール橋であつて、支間 31m の

鑄鉄製のアーチ橋である。その後鍊鉄が発明され、1850 年頃から鍊鉄が鑄鉄に変わつて橋梁の主要材料となり、さらに 19 世紀の終より鋼の橋が出現した。

鍊鉄を橋梁材料に使用しはじめた当時の代表的な橋と

表 1. 世界 の 最 大 支 間 橋

(1965 年 3 月 現 在)

種 類	順 位	橋 名	架設年*	国 名	支間** (m)	用 途***	
吊 橋	1	Verrazano Narrows	1964	ア メ リ カ	1298	道 路	
	2	Golden Gate	1937	ア メ リ カ	1280	道 路	
	3	Mackinac Straits	1957	ア メ リ カ	1158	道 路	
	4	George Washington	1931	ア メ リ カ	1067	道 路	
	5	Tagus River	(1967)	ポ ル ト ガ ル	1013	道 路 (鉄 道)	
	6	Forth Road	1964	イ ギ リ ス	1006	道 路	
	7	Severn	(1966)	イ ギ リ ス	985	道 路	
	8	Tacoma Narrows	1949	ア メ リ カ	857	道 路	
	9	San Francisco-Oakland Bay	1936	ア メ リ カ	704	道 路	
	10	Bronx-Whitestone	1939	ア メ リ カ	701	道 路	
カ ン チ レ バ 橋	1	Quebec	1917	カ ナ ダ	548	鉄 道	
	2	Firth of Forth	1884	イ ギ リ ス	518	道 路	
	3	New Orleans	1958	ア メ リ カ	480	道 路	
	4	Howrah	1943	イ ン ド	457	道 路	
	5	San Francisco-Oakland Bay	1936	ア メ リ カ	427	道 路	
ア ー チ 橋	鋼	1	Bayonne (Kill van Kull)	1931	ア メ リ カ	504	道 路
		2	Sydney Harbour	1932	オーストラリア	503	道 路
		3	Birchenough	1935	南 ロ デ シ ア	329	鉄 道
		4	Bridge over the River Mersey	(—)	ア メ リ カ	325	道 路
		5	Hell Gate	1917	ア メ リ カ	298	鉄 道
	コ リ ン ク ト	1	Sydney	1962	オーストラリア	300	道 路
		2	International Bridge Brazil-Paraguay	1964	バ ラ グ ア イ	290	道 路
		3	Arrábida	1963	ポ ル ト ガ ル	270	道 路
	連 続 ト 橋	1	Dubuque	1943	ア メ リ カ	257	道 路
		2	Earle C. Clements	1944	ア メ リ カ	252	道 路
3		St. Louis Country	1956	ア メ リ カ	246	道 路	

注 1. * 括弧内は竣工予定年を示す

** 吊橋、カンチレバー橋および連続トラス橋は中央径間長を示す

*** 括弧内は将来計画を示す

注 2. 1) 世界の橋：森北出版，1964

2) Brücken mit grossen Spannweiten: D. B. Steinman, Heft 1, Stahlbau, 1959

3) 上部構造専門部会 資料 No. 48

* 昭和41年10月第72回講演大会特別講演会にて講演 昭和41年12月19日受付

** 東京大学工学部 工博

表 2. 吊橋とカンチレバートラス橋の経済支間長

	吊 橋	カンチレバートラス橋
理論上の極限支間長*	14,700ft (4,481m)	5,600ft (1,707m)
最大実用支間長**	4,900ft (1,494m)	3,060ft (933m)
経済上の最大支間長***	3,170ft (966m)	2,700ft (823m)
吊橋とカンチレバートラス橋の経済性が同一になる支間長		1,670ft (509m)

* 吊橋の場合にケーブル断面積が無限大となる条件で求めカンチレバートラス橋の場合には、鋼重が無限大となる条件で求めた

** 吊橋の場合にはケーブル重量 20,000 lbs/ft, 活荷重 10,000 lbs/ft の条件で求めカンチレバートラス橋の場合には最大弦材断面積を 3,000m² とした

*** 利子 5% で建設資金を借入れ、これを 30 年間に交通料金から返還できる条件で求めた

表 3. 著名な最大吊橋の規模

	フェラザノ・ナロウズ橋	ゴールデン・ゲート橋	マキノ橋	ジョージ・ワシントン橋	ターガス橋	フォース道路橋	セバーン橋
架 橋 地	アメリカ・ニューヨーク	アメリカ・サンフランシスコ	アメリカ・ミシガン州	アメリカ・ニューヨーク	ポルトガル・リスボン	イギリス・スコットランド	イギリス・イングランド
架 設 年	1959~1964	1933~1937	1954~1957	1927~1931	1962~1967	1958~1964	1961~1966
主 径 間	1298m	1280m	1158m	1067m	1013m	1006m	988m
側 径 間	370m	343m	549m	186m 198m	483m	408m	305m
アンカー 前面間距離	2039m	1966m	2543m	1451m	2278m	2064m	1597m
橋 長	4176m	2737m	5461m	2657m	3223m	2513m	1839m
メイン・ ケーブル	径 911 mm 4 本	径 924 mm 2 本	径 622 mm 2 本	径 911 mm 4 本	径 586 mm 2 本	径 603 mm 2 本	径 508 mm 2 本
ハンガー型式	鉛直吊り	鉛直吊り	鉛直吊り	鉛直吊り	鉛直吊り	鉛直吊り	斜吊り
橋桁型式	補剛トラス	補剛トラス	補剛トラス	補剛トラス	補剛トラス	補剛トラス	鋼床板箱げた
橋 吊	31m	27m	21m	32m	21m	36m	32m
路 面	ダブル・デッキ 6+6=12 車線, 歩道	シングル・デッキ 6 車線 歩道	シングル・デッキ 4 車線 歩道	ダブル・デッキ 8+6=14 車線, 歩道	ダブル・デッキ 4 車線, 複 線軌道(予定)	シングル・デッキ 4 車線, 自 転車道, 歩道	シングル・デッキ 4 車線, 自 転車道, 歩道
タ ワ ー 高	201m	227m	167m	181m	191m	156m	135m
クリアランス (最大)	70m	67m	45m	65m	75m	46m	37m
橋脚位置水深	-13m	-24m	-43m	-5m	-27m	-23m	-10m
橋脚施工深さ	-52m	-31m	-63m	-21m	-79m	-29m	-20m
潮 流	—	7 Knot	4 Knot	—	7 Knot	—	9 Knot
設 計 風 速	32m/sec (補剛トラス) 43m/sec (タワー)	35m/sec (吊構造) 45m/sec (タワー)	45m/sec	35m/sec	49m/sec (死荷重のみ) 29m/sec (活荷重あり)	49m/sec	45m/sec (死荷重のみ) 32m/sec (活荷重満載)
工 費	3.25億ドル	3,500万ドル	9,640万ドル	5,486万ドル	6,174万ドル	3,416万ドル	800万ポンド
全有効巾員 (m)	46.4	24.4	15.9	54.9	16.0	23.8	22.0
鋼 重	米トン 145615 (130730)	米トン 92900 (84200)	米トン 41900 (38000)	米トン 115390 (104600)	米トン 38030 (34500)	英トン 30000 (30480)	英トン 18500 (18800)
単 (t/m ²)	1.38	1.76	1.17	1.32	0.948	0.690	0.526

() 内の鋼重はメートルトンを示し、単位鋼重はメートルトンを用いて計算した

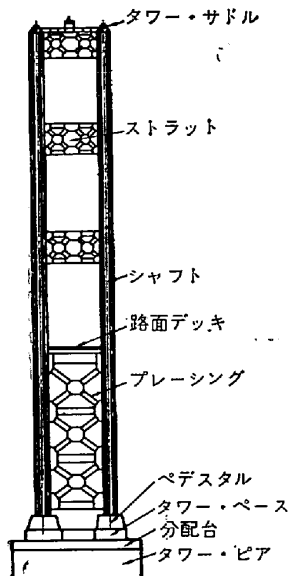


図1 吊橋の構成 (タワー部とタワー・ピア部)

平行線ケーブル法の開発、改良と撓度理論による設計法の発表や、旧タコマ橋の落橋による総合的な耐風安定性の研究などにより、長足の進歩発展をとげるに到った。なお表2はスタイマンの研究による吊橋とカンチレパートラス橋の経済限界支間長を示す。この計算は降伏点36 kg/mm²の鋼材を基準にしたものである。最近の高降伏点鋼材を使用すると幾分の修正が必要であるが、500m~600mを限界として吊橋が長大橋の代表的形式となることは論をまたない。この長大吊橋の内著名なものの規模を表3に、吊橋の構成要素

を表4に示す。この構成要素の内の主要部分としては、ケーブルと、これを空中高く張り支えるためのタワー(図1)、ケーブルを大地にアンカーするためのアンカレッジ部分(図2にその代表的な構成を示す)さらに路面を支持するための補剛桁と称せられるいわゆる吊構造部分(図3に代表的な構造を示す)よりなる。これらについて技術上の問題を少しばかり述べてみることにしよう。

2. ケーブル

本格的な吊橋のケーブルにワイヤーを初めて使用した

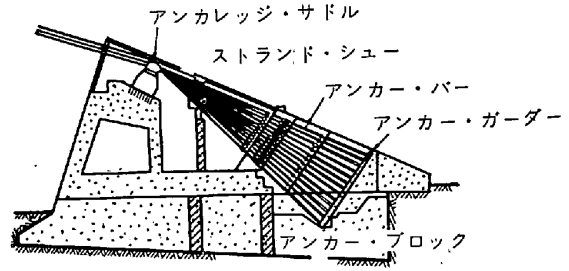


図2 吊橋の構成 (アンカレッジ部)

表 5(a) 著名な最大吊橋の平行線ケーブル関係の諸元

	サグ比	形式	本数	ケーブル中心間隔 (m)	ケーブル全長 (m)	直径 (mm)	ストランド本数 (1本当り)	ワイヤー本数 (1本当り)	ワイヤー径 (mm)
フェラザノ・ナロウズ橋	1/11.1	パラレルワイヤー	4	31.4	2,196	911	61	26,108	4.98
ゴールデン・ゲート橋	1/8.9	ク	2	27.4	2,332	924	61	27,572	4.98
マッキノ橋	1/12	ク	2	20.7	2,647	622	37	12,580	4.98
ジョージ・ワシントン橋	1/10.8	ク	4	32.3	推定 1,596	911	61	26,474	4.98
ターガス橋	—	ク	2	23.5	推定 2,408	586	37	11,248	4.88
フォース道路橋	1/11	ク	2	23.8	2,134	603	37	11,618	4.98
セバソン橋	—	ク	2	22.9	推定 1,707	508	19	8,322	4.98
タコマ・ナロウズ橋	1/10	ク	2	18.3	推定 1,676	514	19	8,705	4.98
サンフランシスコ・オークランド・ベイ橋	1/10	ク	2	20.1	推定 1,630	730	37	17,464	4.95

表 5(b) 表 5(a)以外の著名な吊橋と使用ケーブルの種類

ケーブルの種類	橋名	竣工年	支間
PW	ウオルト・ホイットマン	1957	2,000' + 2@770'
	デラウェア・メモリアル	1953	2,150' + 2@750'
	ブロンクス・ホワイトストン	1939	2,300' + 2@755'
	トリボロー	1938	1,380' + 2@671'8"
	ミッド・ハドソン	1930	750' + 1,495' + 755'
	アムパサダ	1929	973' + 1,850' + 817'
	マウント・ホープ	1929	1,200' + 2@504'
	ベンジャミン・フランクリン	1926	1,750' + 2@717'
	ベア・マウンテン	1924	1,632'
	マンハッタン	1909	1,470' + 2@725'
SR	若戸橋	1962	367m + 2@129m
	タンカルビル	1959	608m + 2@176m
	チェザビーク・ベイ	1952	1,600' + 2@661'
	ライオン・ゲイト	1939	1,550' + 2@615'
	デール・アイスル・セジュイック	1932	1,080' + 2@484'
	セント・ジョーンズ	1931	1,207' + 2@430'
メイスビル	1931	1,060' + 2@465'	
LR	ケルン・ローデンキルヘン	1954	378m + 2@94.5'
	ケルン・ミュルハイム	1951	315m + 2@85m

PW: 平行線ケーブル, SR: スパイラルロープケーブル, LR: ロックドユイルケーブル

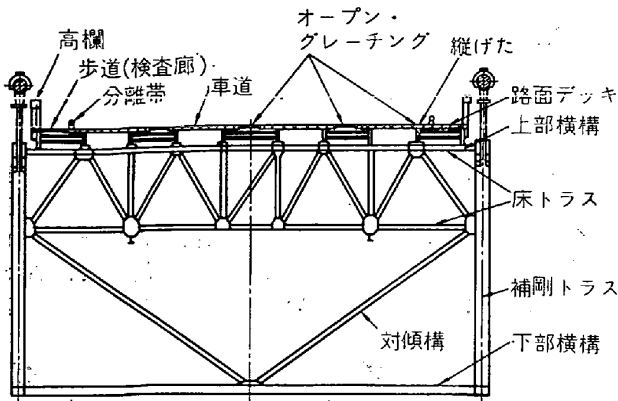


図3 吊橋の構成 (吊構造部)

のは、フランスの技術者セガンで19世紀の初めのことであった。このケーブルは錬鉄ワイヤーを平行に並べ、ところどころ束にくくつたものであった。1841年レブリングは1ループのワイヤーをスピニングホイールとよばれる車によつてアンカレッジからアンカレッジへと運び、そのワイヤーを平行に束ねてケーブルとする方法を発明した。1845年ピッツパーク運河を横断する架橋およびナイアガラ吊橋のケーブルに初めて採用した。その後次第に改善され、他のケーブル材料も開発され、今日では吊橋の規模により、あるいは国により種々のものが使用されている。この主なるものは平行線ケーブル、スパイラルロープケーブル、ロックドコイルロープケーブル、ストランドロープケーブルである。表5に主要な吊橋のケーブルの使用状況を示す。長大支間には平行線ケーブル、中支間ではスパイラルケーブルまたはロックドコイルケーブル(主としてドイツで使用されている。)小支間ではストランドケーブルが用いられている。

平行線ケーブルとは、数百本の素線を平行に束ねたケーブルのことであり、普通現場では、ワイヤーを1本または数本をそれぞれ張渡していく方法をとっている。(エヤースピニング工法)。アメリカのピッツパーク運河ナイアガラ吊橋にこの方法が用いられて以来、長大吊橋

にはほとんどこの形式が用いられている。平行線ケーブルの素線は普通 No. 6, 7, 8 の亜鉛メッキ素線で、次のような性質を持っているものが使用されている。

炭素含有量 (とりべ分析)	0.85%以下
引張強さ (メッキ後の断面積につき)	155 kg/mm ² 以上
降伏点	105 kg/mm ² 以上
伸び (標点距離 250 mm)	4%以上
弾性係数	1.9~2.1 × 10 ⁶ kg/cm ²

なお実例としてベラザノナロス橋に使用したワイヤーの性質を表6に示す。

材質は高炭素の引抜鋼線が支配的であるが、1929年アンパサダー橋、マウントホープ橋で引抜鋼線よりも高い降伏点の得られる熱処理鋼線 (Oil temper) を使用したところ、橋が完了するまでにその鋼線が破断し始めたため、改めて引抜鋼線に切替えたことがある。この原因の結論は明確に示されていないようであるが、(1)熱処理組織に対する溶融亜鉛メッキの浸食……疲労破断(2)降伏点が高く強性限が高いためクリープが少く、ストランドシユーに対するなじみが悪いことなどがあげられている。

なお一つの素線の直径は約 5 mm であり、ゴールドゲート橋では、この素線が 27000 本束ねられ直径約 1m になっている。この素線の径を太くすることにより、エヤースピニング工法の能率をあげることも考えられるが、線径が大きくなるに従い柔軟性が低下するので、スピニング作業の困難性が増す。平行線ケーブルの定着は兩岸のアンカレッジのストランドシユーに巻きつけてなされているが、現在そのシユーの径は約 500 mm である。線径を太くする場合、シユーの径を検討する必要がある。平行線ケーブルで最も苛酷な応力を受けるのが、この部分であり、アメリカで経験した熱処理鋼の破断、裸線の応力腐食いづれもこの部分でおこっている。このような経験上より素線の径および強さ、化学成分は従来のものが尊重されているが、工期の短縮、ケーブルの死荷重の低減などに注目すると、この点にのつた改良が強く望まれ

表6. ベラザノ・ナロス橋用ワイヤーの性質

化学成分表

	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Sol Al	Insol Al
ワイヤー	0.80	0.33	0.73	0.012	0.025	0.008	0.04	0.03	0.01	0.005	0.005
スリーブ	0.20	0.27	0.55	0.014	0.011	0.012	3.99	0.026	Tr	0.030	0.003
参考	AISI 1080	0.10~0.20 or 0.15~0.30	0.60~0.90	≤0.040	≤0.050						
	AISI 2317	0.15~0.20	0.20~0.35	0.40~0.60	≤0.040	≤0.040	3.25~3.75				

機械的性質

	σ_B (kg/mm ²)	$\sigma_{0.2}$ (kg/mm ²)	σ^* (%)	ϕ (%)
ワイヤー	168.3	148.0	10.5	41.1
継手部を含めたワイヤー	164.7***	143.7	—**	—

* G.L = 8d (4.95 × 8 = 40 mm)

** スリーブ内部で破断 (ネジ山4つ目)

*** 接手効率 = 継手部を含めたワイヤーの σ_B / ワイヤーの $\sigma_B = 97.8\%$

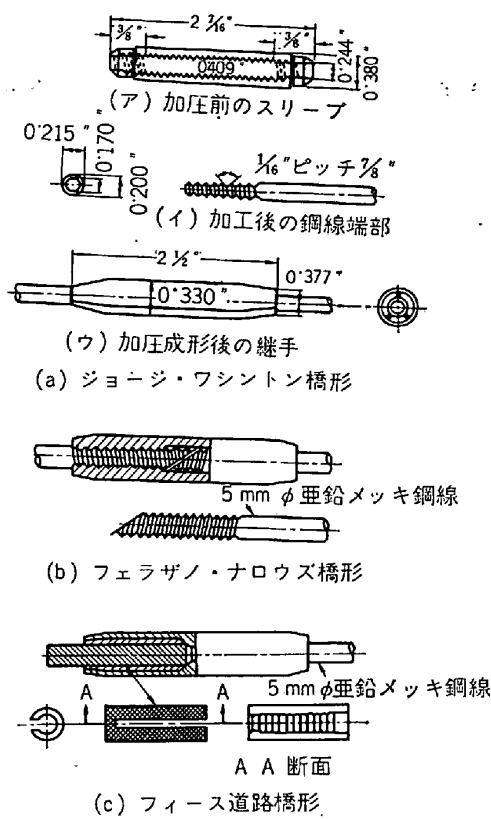


図 4 ケーブルの継手

表 7.

橋 名	ケーブルの直径 (mm)	破断強度 (kg/cm ²)	許容強度 (kg/cm ²)	安全率
ゴールデンゲイト	924		5,770	
マキナック (マキノ)	622	15,800		
ジョージ・ワシントン	891	15,400	5,700	2.67
ブロンクス・ホワイトストーン	560	16,000	5,950	2.69
ウォルト・ホイットマン	587	15,800	5,770	2.74
デラウェア・メモリアル	740	52,000t	16,600t	3.13
ブルックリン	400	11,250	3,300	3.41
ウィリヤムスブルグ	470	14,000	3,530	3.97
マンハッタン	540	15,200	4,220	3.60
オハイオ		15,500	5,630	2.75

る。
 なお平行線ケーブルの構成は、素線 250~450 本を束ねたストランドを 19~61 本集めて 1 本のケーブルとしており、次のようなものがある。

(a) 六角形の平行辺が鉛直になつており、各ストランドの素線数がすべて等しいもの。

(b) 六角形の平行辺が鉛直になつており、各ストランドの素線数はその位置によつて異なっているもの。

ゴールデンゲイト橋以来 (b) の方法が採用されている。このケーブルの長所は (1) 長支間 (約 500m 以上)

になると工費は他のケーブル形式に比べて安くなる。

(2) ケーブルの強性係数が大きい。(3) ケーブルの残留伸びが小さい。従つてケーブルの変形にともなう補剛桁の撓みが小さく、曲げモーメントも小となる。(4) ケーブル断面内の応力分布が均一である。有効断面積当りの引張強さは、他のケーブル形式に比べて、もつとも大きく、疲労に対して強い。(5) 载荷によるケーブルの断面の縮少が小さく、また側圧の分布が均等であるため、バンドの迂り抵抗が大きい。(6) バンドの構造も簡単になる。

短所としては、ケーブルの剛度が大きいので、2 次曲げ応力が大きい。なおケーブル架設の工期が長くなり、ケーブルスピニングの時期は台風時期を避ける必要がある。継手に特殊の考慮を必要とするなどがあげられる。

継手の代表的なものを図 4 に示す。なお表 7 は主要な吊橋のケーブルに対する設計条件を示す。

スパイラルロープとは、1 本の素線を中心にして、そのまわりに数層の素線をよつたものである。素線径は中心のものを除いて同一にする場合と、いろいろ変化させてロープ断面密度を大きくする場合とがある。スパイラルロープケーブルはスパイラルロープ数本、あるいは数十本を平行に束ねたものである。

その特徴をあげると次の通りである。(1) 平行線ケーブルに比べて架設費が安く、架設工期も短かく、中支間橋 (500m 以下) に対して経済的である。(2) ロープの有効断面積当りの引張強さはいわゆる撚減りのため、素線切断荷重合計の約 94~92% となる。(3) ロープの弾性係数は応力度の小さい間は約 $1.2 \sim 1.4 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ であるが、応力度が大きくなるにつれ、次第に大きくなり約 $1.7 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ に達する。このためスパイラルロープは初期伸びを除き弾性係数を高めるため、プレストレスング工法によりあらかじめ応力をかけてその性質を調整する必要がある。(4) 平行線ケーブルに比べて柔軟である。(5) ストランドロープに比べて素線径は一般に大きいので耐食性がよい。

ロックドコイルケーブルは、数本あるいは数十本のロックドコイルロープを平行に束ねたケーブルである。ドイツで発達した形式でドイツの吊橋はほとんどこれを使用している。特徴は次のようである。

(1) 堅くしまつていて、断面が密で、空隙率が小さい。(2) 大径のものを製作できるので、破断力の大きいロープが得られるが、丸線以外の素線はあまり強度をあげることができないため、有効断面積当りの引張強さはスパイラルロープの場合より小さい。(3) 弾性係数は約 $1.5 \sim 1.6 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ である。

ストランドロープケーブルとはストランドロープ数本を平行に束ねたもので、ストランドロープとして 6 より共心 (7×10, 7×37, 7×61), 径 25~40 mm のものが一般に用いられている。他のロープに比べて柔軟性がよく、取扱いが容易であり、値段も安い。弾性係数は応力度の小さい間に約 $7 \sim 9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であるが、応力度が大きくなり、構造伸びが除かれると約 $1.0 \sim 1.2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ になる。

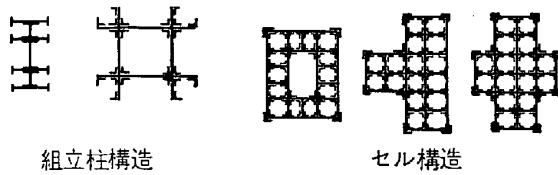
なお補剛桁を吊るハンガー用ロープとしては普通ストランドロープおよびロックドコイルロープが用いられて

いる。

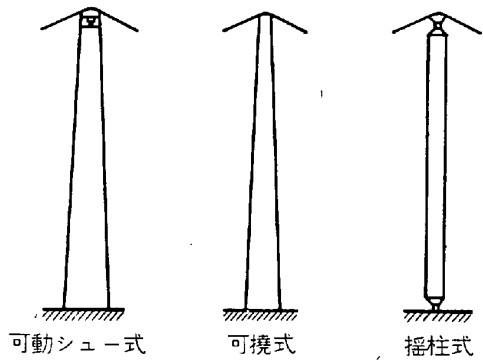
以上吊橋に使用される各ケーブルの特徴を比較したが、わが国では若戸大橋がスパイラルロープを使用しているが、平行線ケーブルの経験がない。このため平行線ケーブルをエヤースピニングする工法の研究経験を長大吊橋の建設に先がけて十分につみかさねておく必要がある。なおケーブルのプレストレスング工法および防錆も大いに検討を要する問題となるであろう。

3. タワー

タワーの機能はケーブルを支え、ケーブルからの荷重をタワー橋脚を通じ基礎地盤に伝達することである。タワーの形式には、底部固定し、タワー自体をフレキシブルにしてケーブルの変位をタワー自体の撓みで処理する

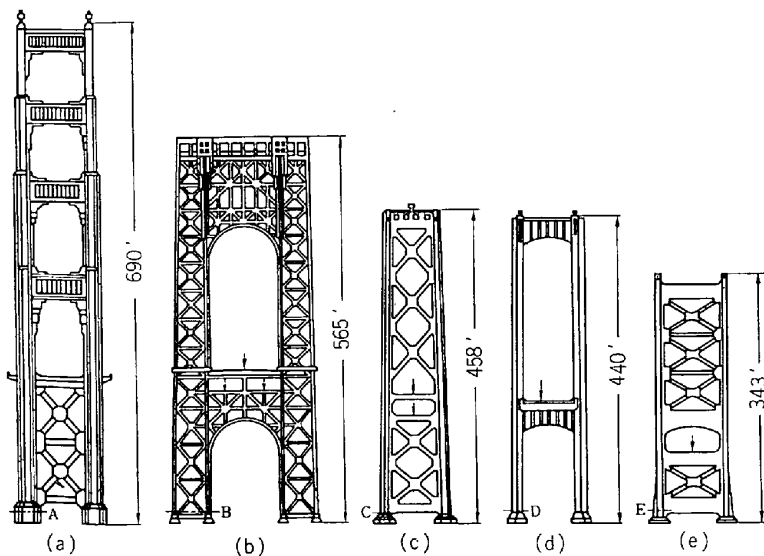


(a) タワーの断面



(b) タワーの形式

図5 タワーの断面と形式



ゴールデン・ゲート橋 ジョージ・ワシントン橋 サンフランシスコ・オークランドベイ橋 デラウェア・フィラデルフィア・メモリアル橋 カムデン橋

図6 タワーの骨組形状

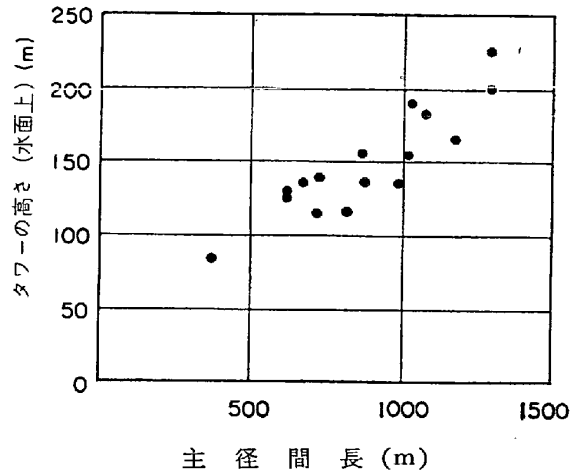


図7 タワーの高さ(水面上)と主径間との関係

可撓式タワー、同様に底部を固定し、タワー頂部に可動シユ-を設け、ケーブルの変位を可動シユ-で処理する可動シユ-式タワー、タワーの上下端にヒンジを設けてケーブルの変位をタワーの傾きで処理する揺柱式タワーがある。揺柱式タワーは設計が容易で使用鋼材も少なくてすむが、全荷重をヒンジに集中させ、さらにそれをふたたび橋脚に拡散させるのでタワーが大きくなると施工が難しく、それだけ工費がかさむから、長大吊橋では可撓式の固定タワーの方が有利である。図5にタワーの断面と形式を示し、図6に骨組の全体的な形式を示す。長大吊橋では(a),(c),(d)の形状が多く用いられている。(c)のように左右のタワー柱の間をブレースで補剛した形状は(a)や(d)のように柱と柱の間を結ぶストラットを主にした構造に比べ、大きな2次応力が生じ難く、また剛性も大きいので、使用鋼材は少なくてすむが、特に溶接構造を採用する場合(a),(d)の形式も多く用いられている。

なお経済性よりみて、曲げ応力はできるだけ一様に、且より小さくなるよう設計すべきである。このため材料を出来るだけ断面の外周部に集中させたセル構造がほとんどの長大吊橋のタワーに用いられている。

タワーに働く主な荷重はケーブルからの圧縮力と風、地震荷重であり、わが国のように地震、台風の多い国では後者の影響が多い。タワーの設計は橋軸方向については片持ばりとして、橋軸直角方向に対してはラーメン構造として設計している。

タワーの高さは図7のように主径間とともに増大してかなり細長いものとなる。なおタワーの鋼材はSi鋼、St 52、B.S 968 (保証除伏点 36 kg/mm²) などの高張力鋼を使用した場合が多い。接合形式についても、溶接接合かリベット接合にするかは理論的なことでなく工費外観、保守の問題であり、これを考慮すると溶接接合の方が有利である。長大吊橋の鋼タワーはすべての現場接合にボル

表 8. 著名な長大吊橋のタワーの諸元

橋名	型 式	高 さ (m)	シャフト 中心間隔(m)	シャフト 断面形	シャフトの大きさ(m)	
					底部 (橋軸方向×橋軸直角)	頂部 (橋軸方向×橋軸直角)
フェラザノ・ナロウズ橋	基部固定可撓式鋼板セル構造	MHWL 200.6	頂部 38.2 底部 40.9		14.9×10.8	10.7×8.7
ゴールデン・ゲート橋	"	ケーブル接続点 MLLWL 227.4	27.4		13.9×7.5	7.5×3.2
マキノ橋	"	167.2	20.7		9.3×7.6	4.6×4.4
ジョージ・ワシントン橋	基部固定可撓式トラス構造	MWL 180.7	頂部 44.0 底部 46.8		17.1×14.5	11.4×11.1
ターガス橋	基部固定可撓式鋼板セル構造	MWL 190.5	頂部 23.5 底部 28.4		9.1×3.8	5.5×3.8
フォース橋	"	MWL 156.1	23.8		7.3×2.9	5.5×2.9
セパーン橋	"	シャフト頂部 MWL 135.0	22.9		5.2×3.7	5.2×2.9
新タコマ橋	"	ケーブル接続点 MLLWL 155.2	18.3		5.7×5.3	3.6×3.6
旧タコマ橋	"	136.6	頂部 11.9 底部 15.2		5.8×4.0	4.0×4.0

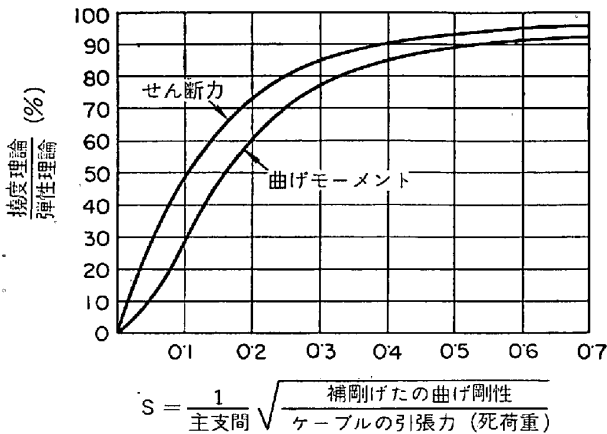


図 8 撓度理論と弾性理論との比較

トヤリペットが使用されており、全溶接のタワーはまだ存在しない。フォース道路橋のタワーは、工場接合で溶接接合を初めて採用したものである。

表 8 は世界で有名な長大吊橋のタワーの諸元を示す。

4. 吊構造部とその歴史

吊橋の主要構造部材はその橋に作用する荷重を基礎に伝達する主役を演ずるケーブルであり、その大きい破断強度が吊橋の支間を大きくするに役立っている。丁度吊橋を逆にした構造がアーチ構造になる。従つてアーチ構造になると純引張りが圧縮応力になり、このような構造では座屈などに対処するため能率が下がる。現在ある世界で一番大きな支間のアーチ橋はニューヨークのベイヨン橋で支間が 504m であり、いかに吊橋構造が、大きな支間を渡すのに効率がよいかを如実に示している。

このようにケーブルが吊橋で最も重要な中心となる部材であるが、橋の立場より見ると、自動車、人を直接のせる補剛桁が主役を演じているようにみがちである。事実この補剛桁である吊構造部分は幾多の技術上の検討の歴史を経て今日の姿に発展してきたものであつて、吊橋構造の内最も興味のある部分である。

このように支間の大きい吊橋を設計するには弾性理論と撓度理論の 2 種類が理論的に考えられる。非常に支間の小さい、普通見受けられる吊橋の場合には弾性理論で設計して差支えないが、支間が長くなると、吊橋自身の重さによるケーブルのなかの力の影響があらわれてくる。その結果自動車とかその他の活荷重がのつた場合、吊橋の撓みの影響を考えると考えないのではかなりの差が出てくる。この影響を考慮したのが撓度理論であり、1888 年頃メランにより紹介された理論である。この両理論は、剛性が小さく、支間が大きいときに大きな差が出てくる。この計算の一例を図 8 に示す。横軸の値 S の小さい場合には撓度理論による曲げモーメントの値は弾性理論による曲げモーメントの値の 1 けた下の値になるものでてくる。

吊橋の実際の設計にそれを応用したのはモイセイフという人で 1909 年に完成したニューヨークのマンハッタン吊橋である。そのすぐ上流でほぼ同じ支間のウィリアムスブルグ吊橋(1903 年)がかかっているが、これは弾性理論で設計されており、その剛性が著しく異なることが直接見ることにより対比することができる。マンハッタン吊橋の設計、架橋が成功して以来大きな吊橋はほとんど撓度理論で設計され、したがつてゴールデンゲート橋のような吊橋が生れたのはこの撓度理論に負うところが多い。この結果補剛桁の剛性を小さくする傾向に進み、1937 年にゴールデンゲート橋ができて後さらに補剛桁を小さくしようとする気運になつて生れたのがタコマ橋である。このタコマ橋は、プレートガーダを補剛桁にした吊橋である。

で、このプレートガーダの大きさは 11ft、主桁間隔は 39ft、一またぎの長さ、塔と塔との間が 2,300ft である。1940 年 7 月につくられ、架設中からも風が吹くと奇妙に揺れるという評判をとつていたが、4 月ほどたつた 11 月 7 日秒速 19m の風が吹いた日に大きな振巾の振動をともなつて落橋した。

落橋の寸前では主径間の中央に振動の節があり、その両側は反対に振れているような振動を生じ、落ちる当時の振動数は毎分 12 サイクルと比較的ゆつくりした振動であつた。

吊橋の吊構造に働く荷重の主なるものは、自動車などによる活荷重と風荷重であるが、このタコマ橋が設計される時代までは活荷重のみに着目して補剛桁の断面を定め、風の作用を無視して設計してきた恐れがあつた。

この事故により特に空気力学的安定性を明確にする点に問題のあることがわかり、風洞実験によつてこれを確かめることが必要であることがわかつた。この安定性で長径間吊橋の設計上特に留意すべきものは次の 4 項目である。

- (1) 静的空気力による吊橋補剛桁の横座屈
- (2) 風荷重による補剛桁の水平撓み
- (3) 動的空気力の減衰による自励振動

表 9.

	旧タコマ橋	新タコマ橋
支 間 l (ft)	2800	2800
橋 巾 b (ft)	39	60
1 ケーブル当りの死荷重 m (lb/ft/ケーブル)	2850	4339
ケーブル張力の水平成分 H (lb)	12.04×10^6	15.187×10^6
補剛桁の撓み剛性 EI (lb-ft ²)	7.71×10^{10}	277.5×10^{10}

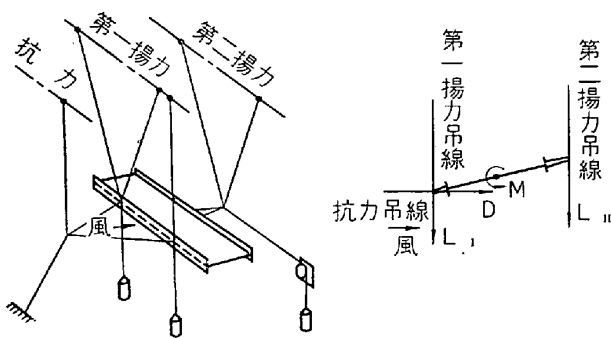


図 9 模型の天秤取付方法

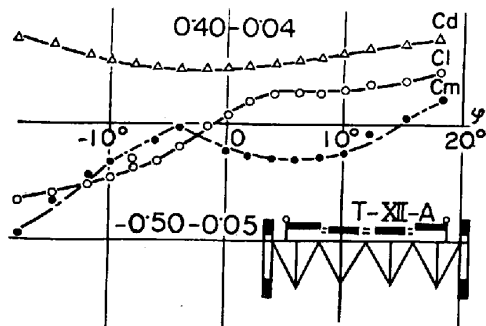


図10(a) 若戸吊橋三分力係数
三分力 C_d : 抗力係数
 C_e : 揚力係数
 C_m : トルク係数
(東大平井研究室)

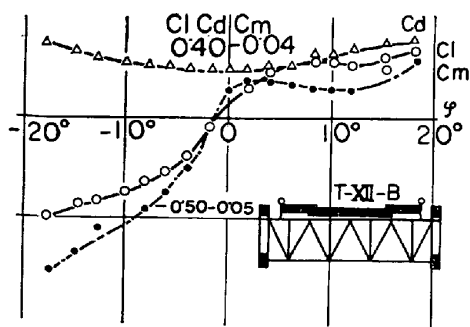


図10(b) 若戸吊橋を閉床構造とした場合の三分力係数 (東大平井研究室)

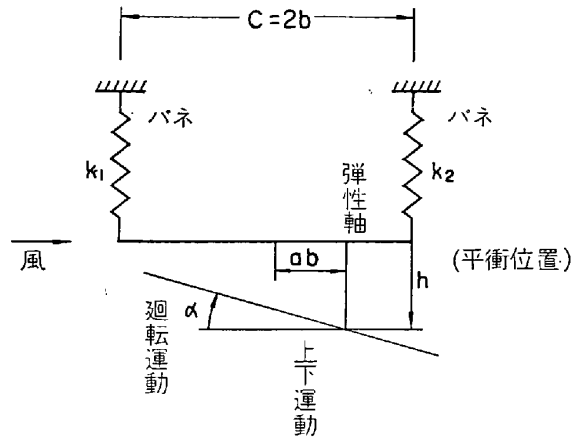


図11 平板の上下および回転振動

(4) 風の乱れによる強制振動

(1)と(2)の項目には吊橋の剛性が強く関係し、この剛性に死荷重によるケーブル水平張力が大きな関係を持つ。タコマ橋の落橋後ファカーソンによつて風洞実験がおこなわれたが、その結果新タコマ橋が生れた。表9に示すように新タコマ橋では補剛桁自体の剛性が著しく増加し、橋巾も 50% 程度広げられたが、さらに橋床の一部に鋼製格子を使用し、吊橋の中央部で主ケーブルが補剛トラスの上弦材に接する部分に斜め方向のハンガーに相当する diagonal stay を入れ、また oil damper を利用するなどの考慮を払っている。これは振り剛性を増加させると同時に、自励振動により発振する限界風速を高め同時に風の乱れによる強制振動を制するなどの空気力学的安定性を考慮した結果である。

5. 吊構造の耐風安定性

風の流れの中にある巾を持つた構造物が存在すると、図9に示すように抗力、揚力、トルクで示される三分力が生ずる。これを測定するには、吊橋の補剛桁に相当する部分模型を、ピアノ線で3個所を吊し、それを上側の天秤の所へもつていつてその力を計量する。このように測定したもののうち東大平井研究室で若戸大橋に対する模型実験で得た一例を示すと、図10(a)(b)に示すような値が得られる。この図は横軸に風の吹く方向を示す。

+の値は桁の下側より吹き上げる角度を意味する。開床構造と閉床構造の大きな差はトルクの特性が大きく異なる点である。これはあくまでも静的に風の力を換算したものであるが、吊橋が補剛桁として不適当な形を選ぶと、自励振動を起こすことになる。二次元ポテンシャル流の方向に置かれた平板が回転のみ許されるように回転バネで支持されていて、1自由度の回転振動を行なう場合には、流れがこれらの物体から剝離しない状態では決して自励振動を起こすことがない。ところが回転のみならず流れに垂直な方向の並進運動ができるように、(図11)バネ k_1, k_2 で支持され、自由度2の系にすると、回転変位と上下変位の間にある位相差を持つような連成振動が生ずる。これが一種の自励振動の特性を示す。この理論はテオドルセンがその導入に成功しているが、ブライヒが吊橋にこの種の自励振動が生ずることを指摘して注目されるようになった。

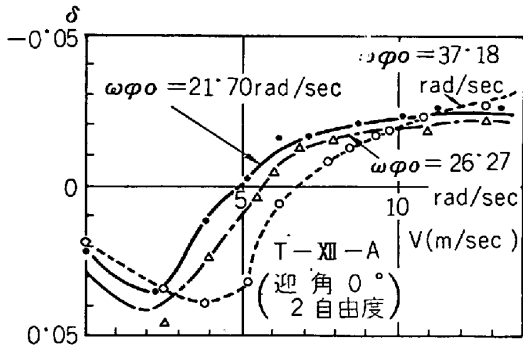


図12 風速と対数減衰率との関係(東大平井研究室)

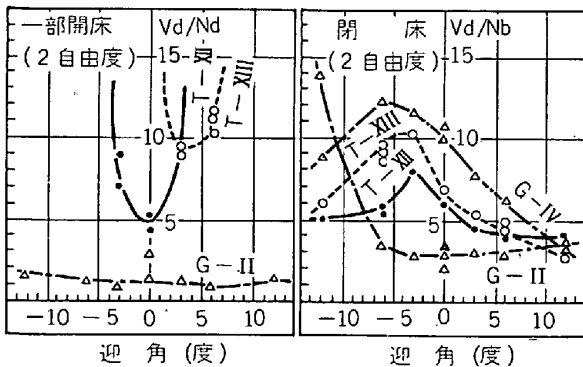


図12 迎角と風速との関係(東大平井研究室)

実際の吊橋の断面は平板と異なるので、一般的にはこの理論のみですべてを論ずることは出来ない。しかし吊橋補剛桁の部分模型を図 11 に示すようなパネで吊し、左右のパネにより上下の振動と回転振動が許される状態で風を吹かせると、その振動性状より上述の性質を把みとることができる。図 12 はその実験値の一例である。横軸に風速、縦軸にその風速で吹かせたときに生ずる振動の対数減衰率をとる。この実験値でわかるように、ある限界の風速以上になると振動は発散形となる。このような特性曲線が横軸を切る点に相当する風速を共振限界風速とよんでいる。図 13 はこの風速と風の吹く方向と水平とのなす角度である迎角との関係を示す。同じ断面形式の桁でも迎角によつてはその共振風速を異にする。この図で T はトラス形、G は流線形の断面を持つたものである。G-IV の曲線を見ると、水平風、すなわち迎角 0° のところでは 10m/sec (模型についての値であり、実際には模型相似律による値をかけた数値に相当する。一般に寸法縮尺率の平方根倍をかけるとよい) の風に耐えているが、+の迎角が増してくると、すなわち下より吹き上げる角度が増してくると急激にその性能が落ちてくる点に注目したい。このため吊橋の耐風安定性を考慮した設計にあたってこの迎角をどの範囲にとつたならばよいかは重要な問題となる。水面よりの補剛桁の高さの比較的低いドイツでは 4° の値を採用することをレオンハルトは述べている。イギリスのセパーン橋では 5° をとっている。

以上の現象は(3)に相当する自励振動を示すものである。(4)の風の乱れによる強制振動としては補剛桁の上下フランジの縁からの剝離で生ずるいわゆるカルマン渦列によつて生ずる振動と不規則変動風による振動があ

る。いずれにしろ実際の吊橋の補剛桁は上述の 4 つの現象の総合した作用を受け、また限界風速値に達する前に補剛桁はかなりの変形状態を呈するので、自励振動に対する限界風速をどの程度に抑えたならばよいかは慎重に審議しなければならない問題である。このような現象を正確に追跡するためには、図 11 に示す二次元風洞によるばかりでなく、全径間の三次元風洞によつてその特性

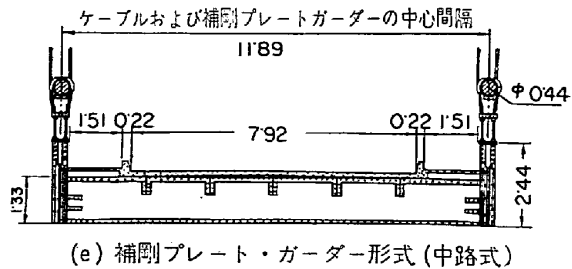
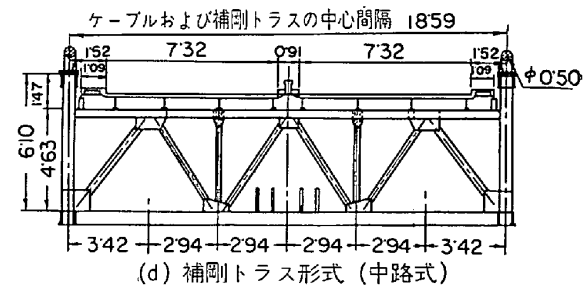
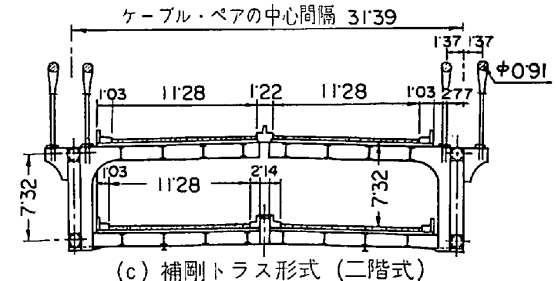
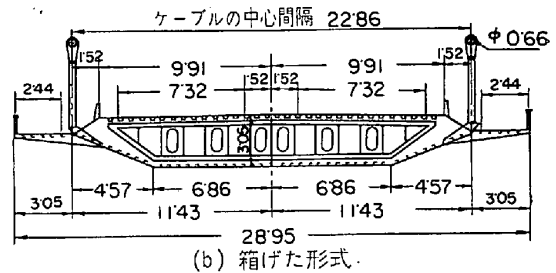
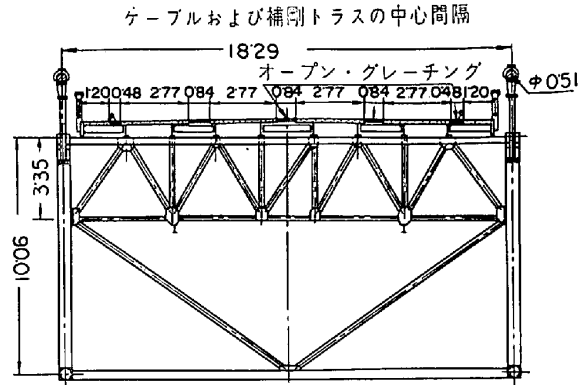


図14 吊構造の代表例

表 10 著名な長大吊橋の補剛げた関係諸元

	形 式	補剛げた 中心間隔 (m)	補剛げた 高さ (m)	路 面 の位置	路 面 構 成	横 構
フェラザノ・ ナロウズ橋	直弦ワーレン シンプル・トラス	30.6	7.3	二階式	上路 6 車線 下路 6 車線	2 層 Kトラス
ゴールデン・ゲート橋	〃	27.4	7.6	上路式	6 車線, 歩道 2 線	2 層 ダブル・ ワーレン・トラス
マ キ ノ 橋	〃	20.7	11.6	〃	4 車線, 歩道 2 線	〃
ジョージ・ ワシントン橋	〃	32.3	9.1	二階式	上路 5 車線, 歩道 2 線 下路 6 車線	2 層 ダブル・ ワーレン・トラス
タ ー ガ ス 橋	直弦ワーレン 連続トラス	21.0	10.7	二階式 の予定	上路 4 車線, 歩道 2 線 下路複線軌道予定	2 層
フ ォ ー ス 橋	直弦ワーレン シンプル・トラス	23.8	8.4	上路式	4 車線, 自転車道 2 線 歩道 2 線	2 層 ダブル・ ワーレン・トラス
セ バ ー ン 橋	単純支持扁平 六角型箱げた	22.9	3.1	〃	4 車線 自転車道, 歩道各 1 線	—
タコマ・ナロウズ橋	直弦ワーレン シンプル・トラス	18.3	10.1	〃	4 車線, 歩道 2 線	2 層 ダブル・ ワーレン・トラス
サンフランシスコ・ オークランド・ベイ橋	〃	20.1	9.1	二階式	上路 6 車線, 歩道 2 線 下路 6 車線	1 層 Kトラス

を明らかにしなくてはならないことが平井教授などにより強調されている。

6. 補剛桁の構造

以上の風洞実験による耐風安定性を考慮した結果、新タコマ橋で見られるように吊構造の主要部分である補剛桁に対し、次の諸点が考慮されている。

(1) 補剛桁に風を自由に通すオープン構造の断面を採用する。

(2) 路面に開口部を設け、路面と補剛桁との間に間隙を設ける。すなわち開床構造とする。

(3) 補剛桁を強固にすると同時に補剛トラスの巾／高の比を大きくする。(4) 上下両横構を採用する。

(5) ケーブルステイを採用する。(6) できるだけ減衰を増加させる方法を考慮するなどである。

いずれにしろ吊構造は路面デッキ、床トラス、補剛桁が主な構造要素であり、自動車の通る路面デッキは床トラスの上に支えられ、この床トラスは 2 本の補剛桁を互に結合している。そのためデッキからの荷重は床トラスを経て補剛桁に、それからさらに、ハンガーへと伝達されるのである。この吊構造の断面形には種々あり、その代表的な例を図 14 に示す。

普通は路面デッキと補剛桁とを分離しているが、セバーン橋のように、路面デッキに鋼床板を用いて床板を補剛桁の一部として共用する形式もある。補剛桁には普通トラス構造が用いられるが、以前にはプレートガーダ構造も用いられたこともあった。タコマ橋の落橋後プレートガーダ構造の補剛桁は耐風安定性上好ましくないので使われなくなつた。路面デッキの位置により上路式、中路式、下路式に分類されるが、路面デッキを上下に 2 層

にした 2 階式のものもある。

世界の著名な長大吊橋の吊構造の諸元を表 10 に示す。その橋床巾が広いものが採用されている現情をうかがい知ることができる。

7. わが国の現情とその使用鋼材

以上の説明で大体的様相がわかるように吊橋が長大橋を代表する橋梁形式であり、アメリカに数多く見受けられるが、最近ヨーロッパにおいてもその建設がぼつぼつあらわれているのが実情である。わが国も関門海峡をわたる橋梁をはじめとして、明石鳴戸ルート、下津井坂出ルート、尾道今治ルートで示される本州四国連絡橋梁、東京湾横断橋梁などの橋梁計画が提案され、建設省、日本鉄道建設公団より土木学会にその研究が委託され、設計、施工方針などが検討されている現情である。

この場合支間 1300m~1500m の吊橋が技術上可能であるかが一つの問題点となつた。すなわち特に耐風、耐震、使用鋼材の面において、この規模の吊橋の設計、施工上の問題点を明確にし、その解決をはかることになつた。同時に潮流の速い瀬戸に水深 50m 以上の個所の岩盤を掘削し、基礎をつくり、その上にタワー橋脚を建設する技術の可能性と問題点が論ぜられ、これに伴つて問題となる海中コンクリートの品質管理とその打設速度をあげる技術上の問題点等も論議のまとなつていく。また鉄道道路併用の吊橋の可能性特に鉄道吊橋についての技術上の問題点とその解決への努力も一つの大きな問題としてとりあげられた。いずれにしろ数多くの問題が含まれ、工費、工期等とからみ合せてその技術上の解決も容易なものでないことがいえる。土木学会で論議された問題点についてはごく専門にわたることが多いので、土木

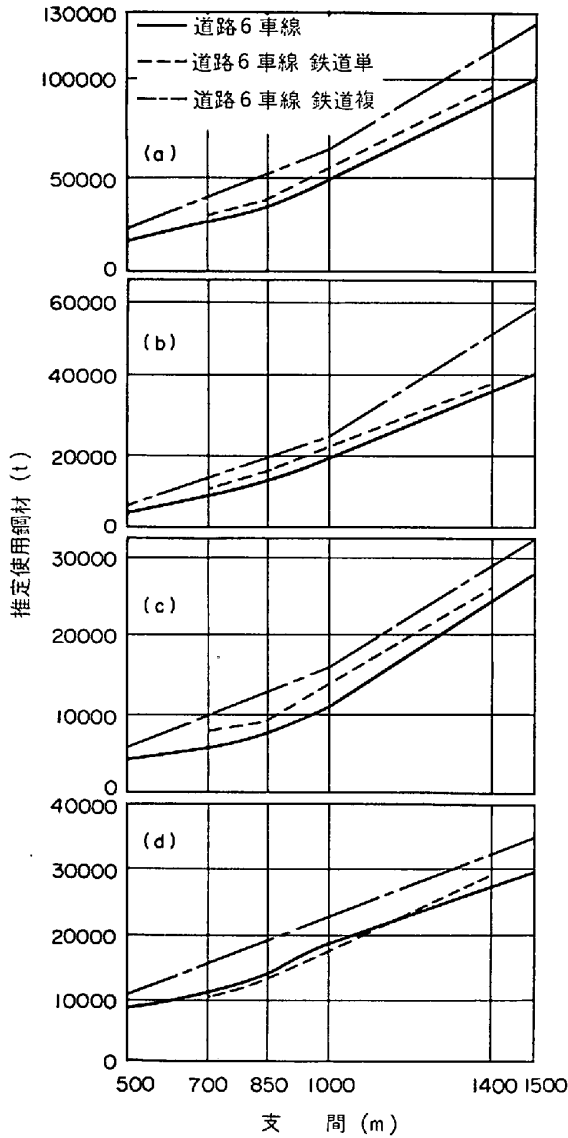


図15 吊橋支間による使用鋼材

- (a) 総鋼重量 (b) ケーブル関係重量
- (c) タワー関係重量 (d) 補剛トラス関係重量

学会・本州四国連絡橋技術調査委員会編の本州四国連絡橋技術調査第1次報告書, 日本鉄道建設公団編本州四国連絡鉄道吊橋技術調査委員会中間報告書等を参考にしていただくことにし, ここでは省略したい。

特に本州四国連絡橋に関する3つのルートについては, 土木学会以外にもそれぞれ委員会を持ち, ある程度の設計も行なわれている。勿論これらの設計も大体の工費を積算するためのものであつて, その設計それ自身にまだ多くの問題が残されているので, その資料にもとづく設計図を示すことはなお疑問を残す点で問題があろう。しかしこれらの設計を検討した際に計算され, 調査された鋼材使用に関する部分のみをとり出し, 参考に供することにした。

図15は土木学会で検討され, 上述の報告書に定められた設計示方書に基づいて設計計算された結果得られた支間と使用鋼材の関係を示したものである。吊橋の断面としては道路6車線を標準とし, これに鉄道単線, または複線を併用したものについて設計計算して出した値で

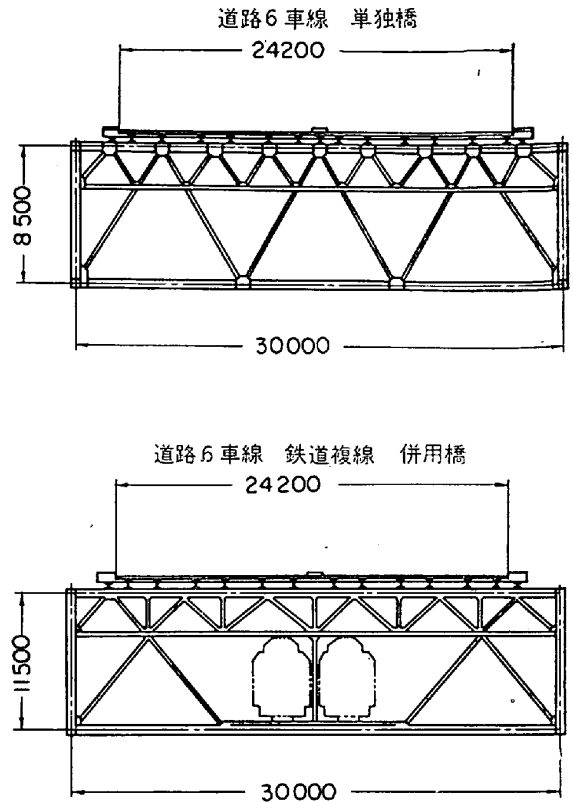


図16 吊橋横断面図

ある。なお参考として図16に道路6車線単独橋と, 道路6車線鉄道複線併用橋の吊構造の横断面を示す。いずれにしても耐風安定性の立場よりみると, 道路巾員は広い方が望ましく, この点6車線にする方が良い。またアメリカで多く採用されている設計と同じようにトラス構造を選んでいる。

注目すべきことは支間850m附近に一つの折れ線が見られることであり, 支間が大きくなるとタワーの占める鋼重が増加の傾向を持つことと, ケーブル, タワー, 補剛トラスの使用鋼材の割合が大体において約2:1:2となつていることに注目したい。

なお6車線の道路橋を対象にし, その使用鋼材の内訳を示したものが表11である。なおこれをタワーおよび補剛トラスについて分類したものが表12, 表13に示す値である。この設計の数値と図15に示す数値とはいくぶん異つているが, 図15は鉄道吊橋の委員会で検討された数値であり, 表11~13は建設省土木研究所で検討された数値である。設計条件を多少変えることにより, 幾分の相異があり, 特に耐震設計を動的震動法によつておこなう場合の設計基準がまだ十分にかたまつていないためによるものであるが, 大体の鋼材使用の状況は図15および表11~13をもつて推定することは可能である。なお表11のSWRSはケーブルを, Lは支間の長さを意味する。なおタワーの基部で最大板厚の80キロ鋼を使用することになるようである。支間800mの吊橋が標準のものと考えられるが, 安定した条件で使用できる板厚40mm~50mmの80キロ鋼の生産とその溶接方法および安定したF13Tで示される高強度の高張力ボルトの生産が長大橋に関連した鋼材に対する要求にな

表 11 材質別比較図

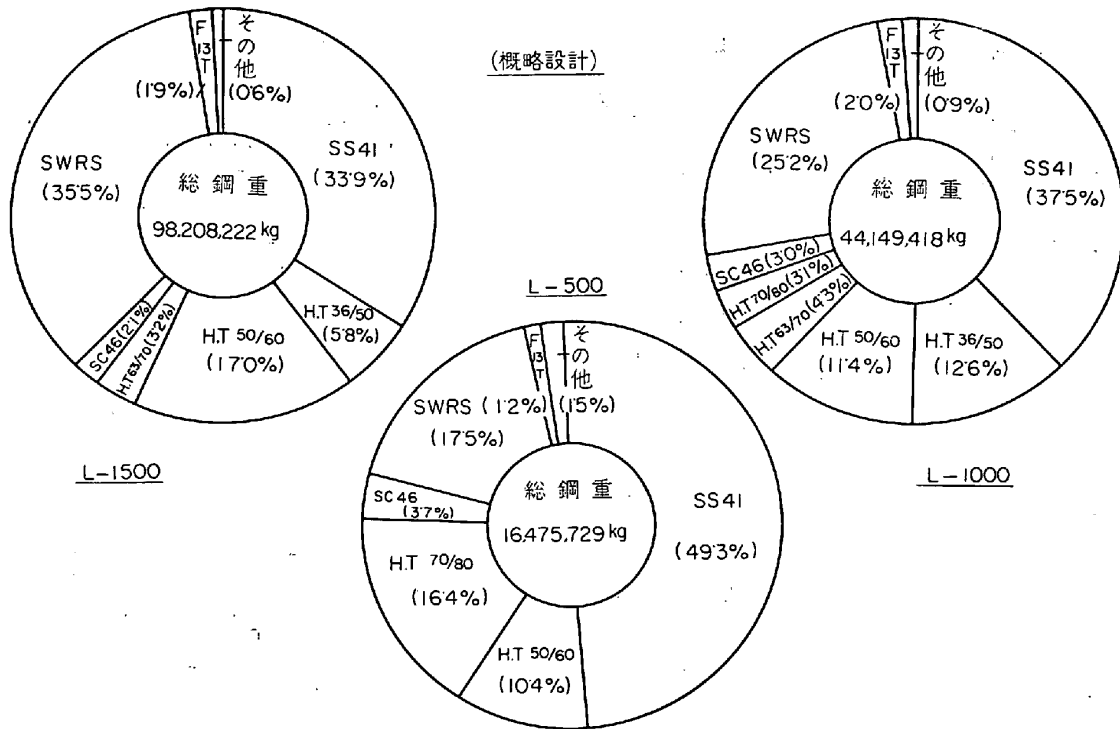


表 12 タワー材質別重量比 (%)

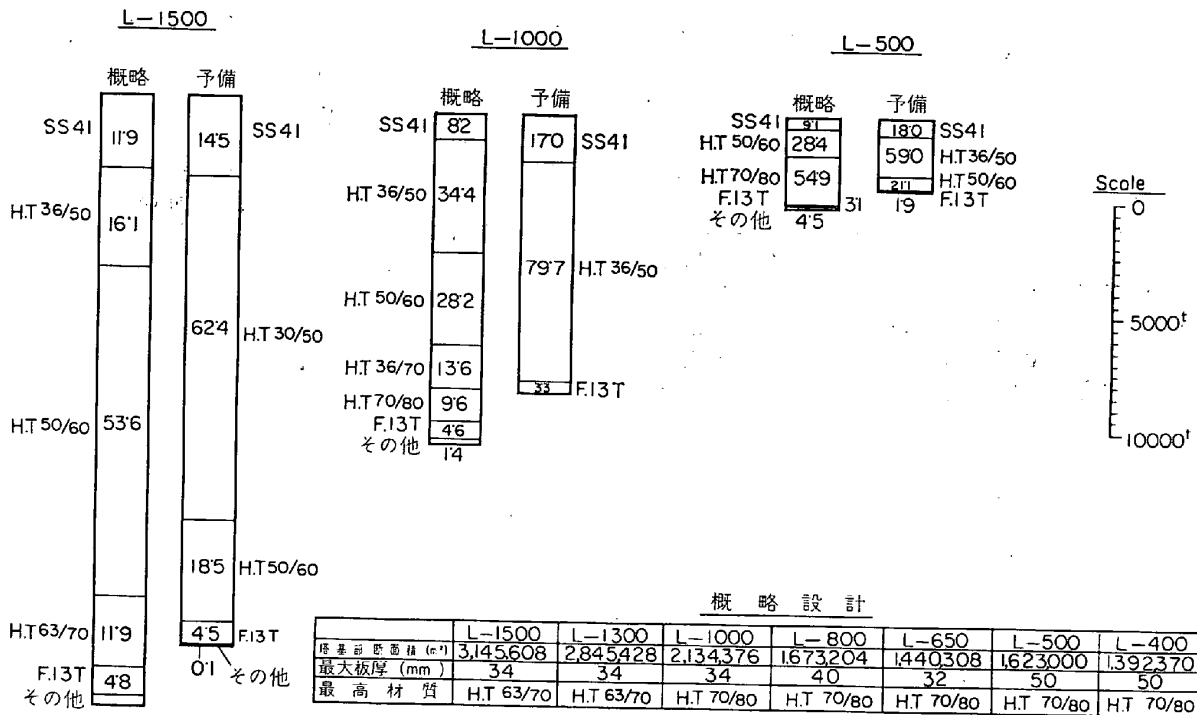
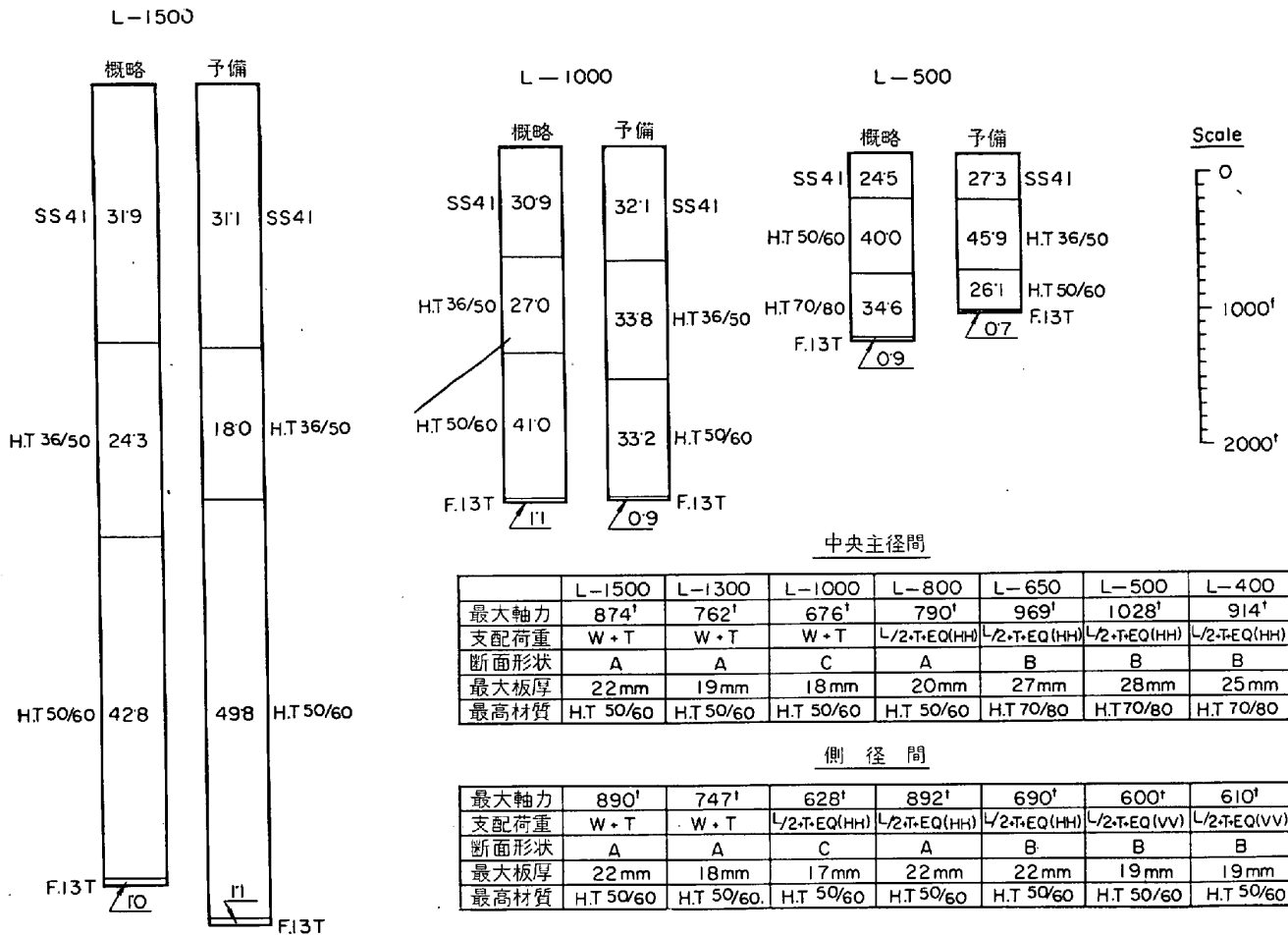


表 13 補剛トラス材質別重量比 (%)



ると考えられる。

8. 鋼材調査

土木学会では、本州四国連絡橋技術委員会を設け各種調査検討を行なっていることはすでに述べた通りであるが、その一つに材料調査の部門があり、主として高強度鋼についての調査検討を進めている。これらの一環として筆者の研究室では上記委員会の特別委員である製鉄メーカー6社の協力を得て、長大橋の材料としての検討の対象と考えられている各種鋼材の伸び能力を中心とした機械的性質の現況を調査した。サンプル数としては十分とはいえないが、構造用鋼材の現在の傾向を一応とらえていると思われる。

供試鋼材は上記各社から提供された。

- SM41B 18枚
- SM50B 18枚
- SM50YB 11枚
- SM53B 6枚
- 調質60キロ鋼 17枚
- 調質80キロ鋼 8枚
- 耐候性50キロ鋼 93枚

で板厚は試験機的能力などを考えて、19mm~25mmとしたが、18mm、26mmが一枚づつ含まれている。

調査項目は (a) 直径 14mm 平行部長さ 100mm の丸棒引張試験片 (後述の特4号引張試験片) による、降伏点、引張強さ、一様伸び、局部伸びおよび絞り、(b) スリット付き引張試験片による、切欠強度比(常温)および-20°Cにおける破壊が脆性であるか、延性であるかの別、(c) 2mmVノッチシャルピー衝撃試験片による衝撃吸収エネルギー、破面率およびこれらによる遷移温度である。

降伏点はそれが明瞭に認められるものは上降伏点、明瞭でないものは0.2%耐力とし、X-Yレコーダーによって求めた。

このような性質を特にとりあげて調査したのは、すでに述べたように80キロ鋼のような高降伏点鋼材が長大橋梁として使用せざるをえない現状にある。このような鋼材は後述の一様伸びが低下する傾向にあることはすでに知られた事実である。一方長大橋の構造物用として考えたときに、鋼材の伸び特性に対していかなる条件を要求すると妥当であるかはなお未解決の問題が残っている。筆者らは次に示す性質を要求すべきと考えた。すなわち構造物がその終局耐力に達したのち、その構造物にさらに変形が進行する場合でも、その耐力を低下することなく、材料個有の強さから推定される終局耐力を一定に保持することを確実に保証する伸び能力を持つことと、同時に構造物内に微小欠陥が存在する場合、その欠

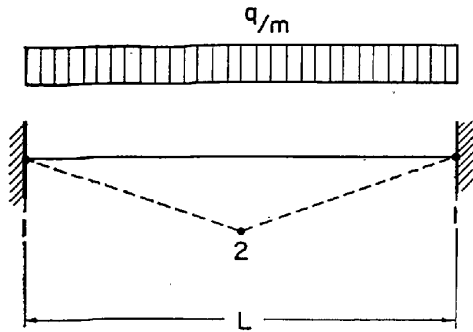


図17 両端固定梁の塑性ヒンジ形成

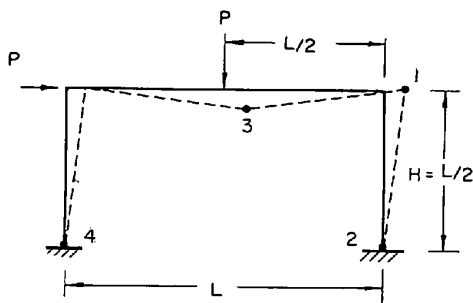


図18 門型ラーメンの塑性ヒンジ形成

表 14. 必要回転容量と鋼材の降伏ひずみ (%)

	σ_y	ϵ_y	$10\epsilon_y$	$20\epsilon_y$	ϵ_0
SM 41	2400	0.114	1.14	2.28	15~16 7~8
SM 50	3200	0.152	1.52	3.04	
SM 50Y	3600	0.171	1.71	3.42	
SM 58	5000	0.238	2.38	4.76	
HT 80	7000	0.333	3.33	6.66	

陥のまわりの応力集中、これに基づく微小われの発生およびその伝播に対しあまり敏感でない方が好ましいと考えた。前者に対しては塑性設計理論の回転容量の考え方より伸びの問題をとりあげることとした。すなわち図17に示す両端固定梁に等分布荷重が作用した場合、塑性解析の考え方によると、1の点の塑性ヒンジが、2の点に塑性ヒンジが形成され、その構造物が崩壊するまでの間一定の状態を保持するため、 $\Delta\theta = M_p L / 6EI$ だけの角変化が要求される。この角変化は1の点の断面の縁ずみがいわゆる塑性ヒンジ部分にほぼ均等に分布する曲率によつて対処されるものと考え、その曲率は

$$\phi_B = 9 \cdot 25 M_p / EI + \phi_p = 10 \cdot 25 \phi_p$$

ここに ϕ_B は最終塑性ヒンジが形成されるまで最初に生じた塑性ヒンジ個所でその断面の完全塑性モーメントの値を保持することを保証するために要求される曲率であり、 ϕ_p は材料が降伏したときに対応する曲率である。

同様なことを図18に示すラーメン構造に適用すると $\phi_B = 9\phi_p$ となる。

これらは単純な構造物に単純な荷重が作用する場合に対し、計算によつて求めた限界の値であるが、アメリカの塑性設計の基準では、この回転容量、すなわち ϕ_B / ϕ_p に対し15以上を要求している。表14は簡単な予備試験の結果を示したものである。 ϵ_y は降伏時の伸びを示す

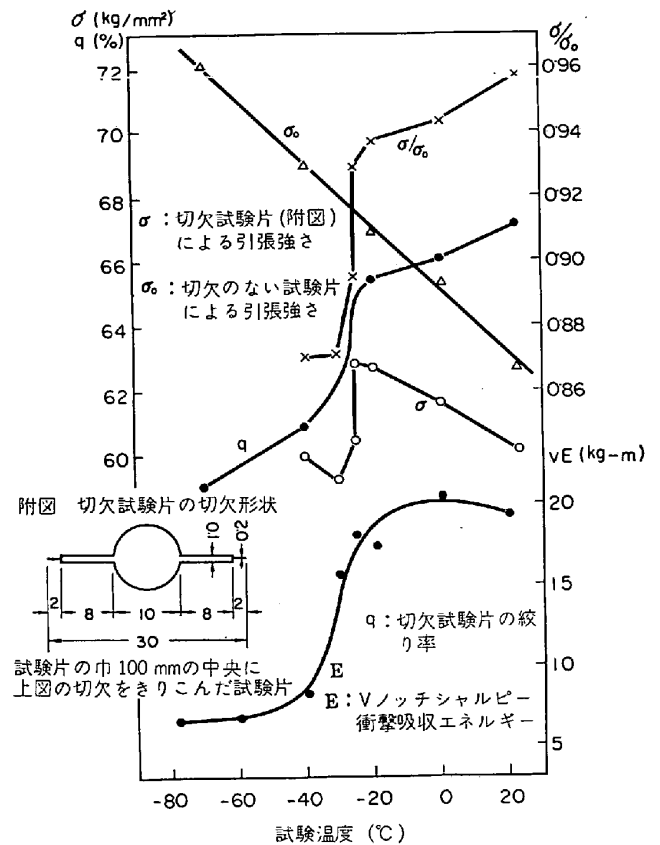


図19 非調質60キロ鋼の切欠強度、衝撃吸収エネルギー、絞り率と温度の関係

が、これが ϕ_p に対応する値となる。 ϵ_y は降伏点の上昇とともに増大し、一方一様伸び ϵ_u は減少する。このため80キロ鋼はその使用条件を一様伸びの立場から判定すると、構造用鋼材としては限界となる可能性を持つ。

一方微小欠陥すなわち切欠の存在による耐力の低下についても予備試験の結果、例えば非調質の60キロ鋼を一例とした場合図19に示す結果を得た。この場合その切欠の大きさ、形状は附図に示すものを試験片の切欠として採用したのであるが、試験温度を横軸にとつて切欠の存在する材の引張強さ σ と、切欠の存在しない材の引張強さ σ_0 の比をとると、ある温度で急激に低下し、そこに極値を持つことが示される。この温度はVノッチシャルピー衝撃試験の吸収エネルギー E の温度特性または絞り率 q の温度特性とある密接な関係を持つことが、この結果では示されている。一方表15は材料別の常温における切欠強度の低下の状態を調べた試験結果であるが、材料によつても、この傾向が幾分異なることが見受けられる。すなわち鋼材の伸び能力を代表する一様伸びと絞りは構造物の材料力学的な挙動によつて、前述の要求のいずれかに結ばれている。したがつて構造物に対し安定した鋼材の必要な伸び能力は、以上の2つの要求条件を同時に満足するよう、一様伸びと絞りの均衡のとれた値にあると考えた。

さて一様伸びは最高荷重に達し、くびれを生ずる以前に試験片に一様に生ずる伸び δ_0 で、局部伸びは最高荷重

表 15 材料別切欠強度比 (切欠形状は図 19 の附図に示す)
試験片幅: 標準: 100 mm 広幅: 500 mm

供 試 材	素材の強度 σ_0 (kg/mm ²)	形 状	切 欠 材			
			A_n (mm ²)	P_{max}	$\sigma = P_{max}/A_n$	σ/σ_0
No. 1 (旧管材料)	46.8	標 準	1030	38.9	37.7	0.81
No. 6 (SM 50A)	53.8	〃	1260	62.5	49.6	0.92
No. 11 (NT 60)	62.6	〃	1330	80.0	60.1	0.96
No. 16 (QT 100)	99.7	〃	1400	139.2	99.4	1.00
No. 2 (SM 41A)	44.9	広 幅	6400	237	37.0	0.87
No. 5 (SM 50A)	51.8	〃	8800	320	36.4	0.70
No. 7 (SM 50YA)	56.4	〃	6400	301	47.0	0.83
No. 11 (NT 60)	62.6	〃	7600	395	52.1	0.84
No. 12 (QT 60)	66.8	〃	7600	477	62.6	0.94
No. 14 (QT 80)	79.5	〃	8000	608	76.0	0.95

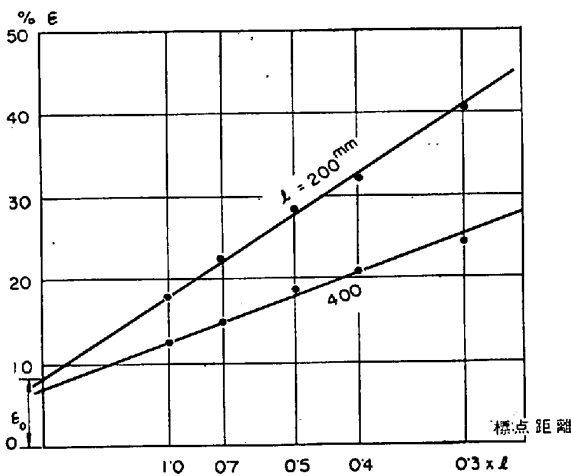
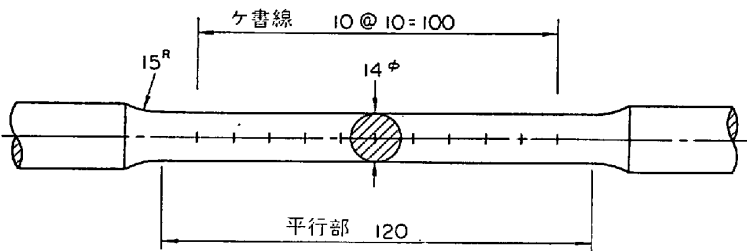


図 20 一様伸び ϵ_0 と標点距離



全長 約 350 mm
つかみ部の歪 16~20 mm
図 21 仮称特 4 号引張試験片

に達したのち、くびれを伴って生ずる伸び δ_c である。ある標点距離 l に対する伸び δ_T は従って $\delta_T = \delta_0 + \delta_c$ の関係が成立する。これを l であると

$\epsilon_T = \epsilon_0 + \delta_c/l$ となり、 $l \rightarrow \infty$ とすれば、 $\epsilon_0 = \epsilon$ となるから l をかえて ϵ を求めて、図 20 に示すように横軸に $1/l$ をとつて図をかくと、縦軸を切る点より ϵ_0 を求めることができる。

絞りは破断個所の断面減少率 $q = (A_0 - A)/A_0$ で破断個所の最小断面積の伸び ϵ_i は $l_0 A_0 = l A$ から

$$\epsilon_i = (l - l_0)/l_0 = (A_0 - A)/A = q/(1 - q)$$

であるから、絞りはまた伸び能力を表わす指標の一つである。一様伸びは試験片の形状に無関係であるが、局部伸びと、絞りは試験片の形状によつて大きく左右され、

また丸棒の試験片が測定値にばらつきが少ないことから断面にこの形状を選び、一様伸びを局部伸びと分離するためにくびれの部分の 3 倍以上の標点距離が必要であるので、標点距離を 100 mm とし、図 21 に示す試験片を選んだ。

切欠強度比は破壊荷重を試験片の純断面積で割つた切欠強度の母材の強度に対する比である。予備試験で、 $\phi 14$ mm の丸棒、1 号試験片、切欠試験片と同じ形状で切欠のない試験片および幅 500 mm の広幅試験片の引張試験をおこなつた。この結果得た引張強さはたかだか 1~2% 位の差しかないことを確認したので、母材の強度としては図 21 の丸棒試験片の引張強さを用いた。スリットの応力集中係数がある程度以上になると、スリットの形状は切欠強度比にあまり影響を与えないようであるが板幅は広いほど切欠強度比を低下させる傾向にあるので、試験機的能力 1 ばいの 100 mm を試験片の幅にとり、図 19 の附図に示すスリットをきりこんだ。

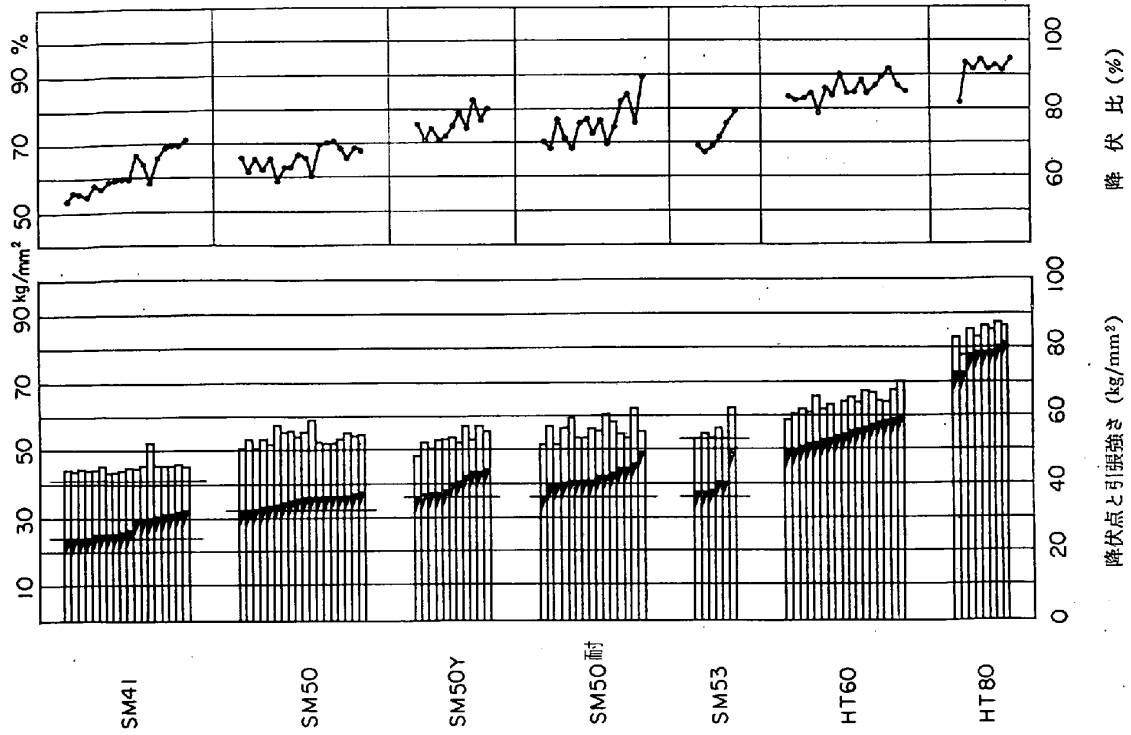
試験片の加工はスリットおよび切欠を除く外形まで製鉄メーカーで製作し、スリットおよび切欠は一括して加工し、加工による影響を出来るだけ一定になるようにつとめた。

試験結果の内特に興味深いものを示すと次の通りである。

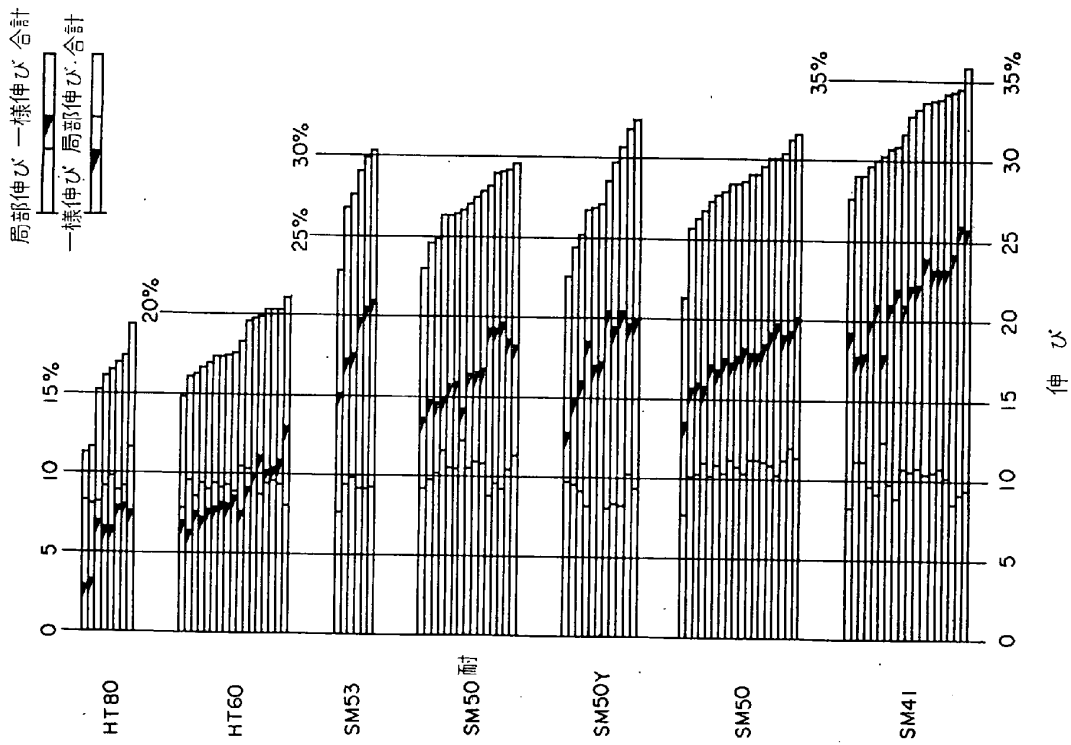
図 22 は試験の結果得た降伏点、引張強さ、および降伏比を示したものである。これによると、SM50Y、SM53 および耐侯性 50 キロ鋼は非常によく似た性質を示しており、設計においては 36 キロ降伏点鋼として一括して考えられることを示している。

図 23 は一様伸び、局部伸びおよび標点距離 100 mm に対する伸びを示したものである。これによると局部伸びは鋼種を問わずほぼ一定であり、いわゆる伸び能力の差は一様伸びの差によるものであることがわかる。

一様伸びは鋼材の強度が上につれて小さくなつており、特に調質鋼では非調質鋼の場合の半分以下になることは注目すべきである。また 80 キロ鋼で、一様伸びが 3% 前後のものがあるが、これらは今後問題点となる可能性がある。しかし表 14 に示すように $20\epsilon_y$ 以上すなわち一様伸び 6% 以上を要求することはそれほど無理な値でないと考えられる。



降伏点と引張強さ (kg/mm²) 降伏比 (%)
 図22 各種鋼材の降伏点、引張強さ、降伏比



伸び
 図23 各種鋼材の一様伸び、局部伸び

図 24 には切欠強度比と絞り率との関係を示す。試験片に切欠があると、切欠がひずみを拘束するので、純断面に対する強度は上昇すると一般にいわれてきたが、この実験のように切欠が鋭い（応力集中係数10~15）場合には、ゆるい速度の伝播型破断を示し、強度が低下する場合もあり、それが断面の絞り率を指標とする材料の延性と密接な関係があることがわかった。材料によつては切欠強度が降伏点を下まわる可能性もあり、注目すべきであろう。

次に非調質の材料の切欠強度比は1以下になり、調質鋼では1をこえて上昇していることは、調質鋼の本質にもふれる重要な問題ではないかと考えられる。

図 25 には常温におけるシャルピー衝撃吸収エネルギーと絞り率との相関を示す。切欠強度比を確保するためにも、シャルピー衝撃吸収エネルギーがある程度以上必要であることが知られる。

図 26 にはスリット付引張試験片が -20°C で延性破壊したか脆性破壊したかの別を、横軸にその温度でのシャルピー衝撃吸収エネルギーをとつて示している。縦軸の数値は、3個の試験片中の延性破壊した試験片の個数を表わしている。ここにははじめ延性の亀裂を生じ、これが脆性破壊に移行したものを0.5と数えているので端数がついている。この図によれば試験温度で $4\text{ kg}\cdot\text{m}$ のシャルピー衝撃吸収エネルギーが延性破壊、脆性破壊の区分をかなり明確に分離しているように認められる。この結果より吊橋架橋地点の年平均最低気温を対象にとり、その温度を試験温度にとつたときのVノッチシャルピー衝撃吸収エネルギーを $4\text{ kg}\cdot\text{m}$ 以上に要求することも一つの条件と考えられる。

以上は主として鋼材の伸び能力を構造物の立場より考えて調査し、その限界を調べたものであるが、この他に炭素当量で代表される溶接接合性、時効試験で代表される加工によるじん性の低下に対する限界など長大橋梁用鋼材としての鋼材特性への要求についてなお検討を必要とする点が残されている。これらについては目下その実験の途次であり、これらが総合されて長大橋梁用鋼材への要求が定まるものと考えられる。

長大橋梁を可能とする技術の一つのかぎを握る良質の高降伏点鋼材の生産に対するご協力をお願いする次第である。

文 献

神戸市調査室：明石架橋への道
平井敦：長径間吊橋について

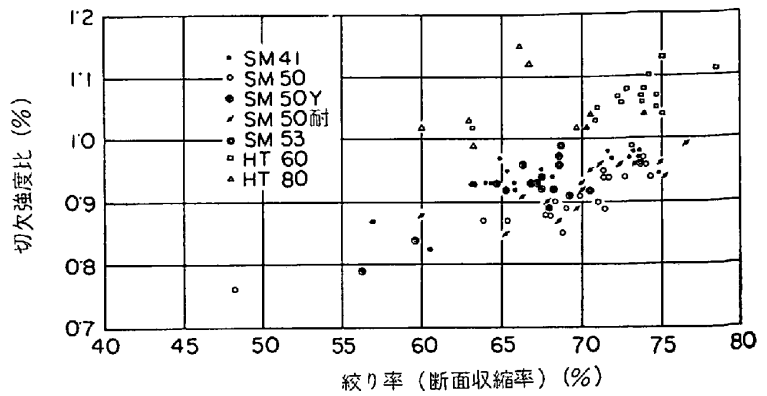


図24 切欠強度比と絞り率の関係

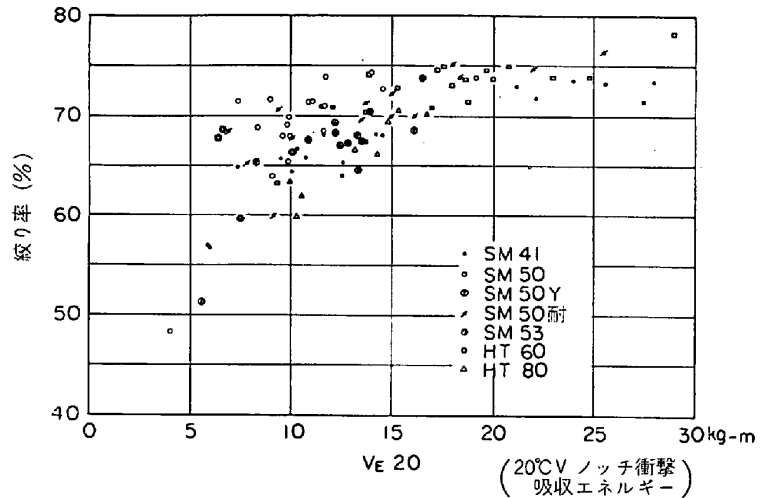


図25 20°CのVノッチ衝撃吸収エネルギーと絞り率の関係

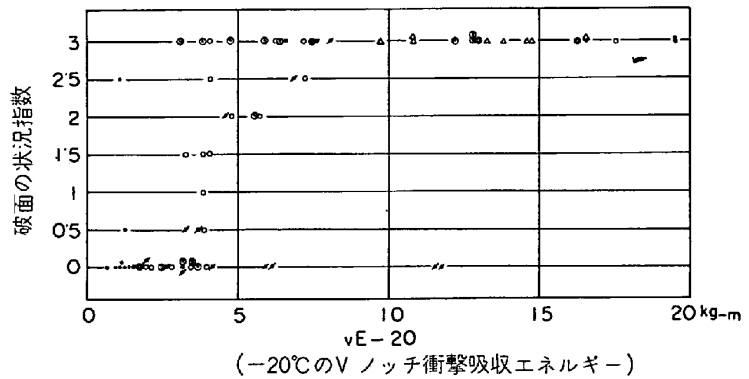


図26 -20°C のVノッチ衝撃吸収エネルギーと破面の状況指数の関係
数値の大きい方が延性破面の傾向が強いことを示す

八幡製鉄，製鉄研究第248号
土木学会：本州四国連絡橋技術調査第1次報告書
日本鉄道建設公団：本州四国連絡鉄道吊橋技術調査委員会中間報告書