



## 橋梁工学最近の諸問題

小西 一郎\*

標題は非常に広範な問題であるが、ここでは主として力学的関係の問題を中心にして述べたいと思う。

戦後新しい橋梁構造が数多く開拓され、実施せられているが、これらについては研究報告、工事報告で詳細に公表せられており、また私も過去数回にわたって、これらについて報告した。そこでその延長として新しい橋梁の問題をお話することも一つの方法であろうと思うが、本日は少し趣を変えて、新しい橋梁構造としての例をいくつかスライドで説明し、これはまだ実現しない橋、そういうアイデアがあるという橋を主にして、**構造法、材料、力の問題、耐力の問題**を中心にして述べてみたい。

橋梁構造はいろいろな構造物の中で、受ける力、発生する力の関係において、非常に明瞭なもの一つに属するものである。橋梁工学、構造力学の関係研究者は相当古くから、その当時の新しい構造物の構造力学解析、あるいは構造法についての寄与をなしてきた。橋梁工学で著名な Müller Breslau 教授は、航空機の発達の初期にあらわれた、当時としては最新鋭の複葉、三葉機の構造解析を行ない、航空機機体強度の進歩に貢献したことは有名な話である。このように橋梁工学における力学は、非常に古くから伝統的に進歩的性格をもっていた。これは構造物の中で、橋梁がそれに作用する力が他の構造物にくらべて非常にはっきりしている点が、主な理由の一つであろう。しかしながらこれはとおりのいっぺんの、いわゆる設計示方書に示された、自動車荷重、列車荷重、その他私どもが平常目につく荷重についての話であり、これが地震であるとか、あるいはわが国に特有な台風などによる力、それも特に橋梁の規模が大きく、1スパン1000m以上というものになればなるほど、外力に対するわれわれの知識は貧弱である。従って、このような点からすれば、先に作用外力のはっきりした構造物の代表が橋梁であるといったが、地震、台風などの外力に関する限り、この表現はあてはまらない。これらについてはできるだけ現状をありのままに見て、過去の大地震の記録、台風の記録、構造物の鉛直、水平方向の振動などの観測により、できるだけ資料を集める。理論的、実験的研究を進めることによって外力を正しく把握する努力をする。これにより設計に必要な外力の認識が正しくなればなるほど、構造設計は合理化される。

しかしながら地震の問題を例にとりて説明すると、構

\* 正員 工博 京都大学教授 工学部土木工学教室

造物に被害を与える地震は、そんなにひんぱんに起こるものではない。従って100年に1回、200年に1回といった程度の頻度で起こる力に対して十分安全に耐えるように構造物を設計すると、平常作用する力に対しては頑丈すぎるものになってしまう。そこで、このような大きい力に対しては、大きい変形は残すが、破壊はしない程度にとどめるよう構造物の断面、寸法を決定するという方法をとることが合理的である。かような解決策をとってもここに2つの問題が残る。(1)は**地震、台風などの地球物理学的作用による力**を、その発生頻度との関係において正しく認識する、(2)は期待する頻度に発生する巨大な外力に対して、構造物の呈する力と変形、極限強さを正しく認識することである。(1)については地球物理学、工学両面からの緊密な連繫によって今後われわれの知識は豊富になる。(2)の問題は使用材料の変形性質に応じて、非線型の力学を適用することが必要となり、われわれが現在設計に用いる許容応力法の基礎をなす線型理論では間に合わない。構造物の耐荷力を正しくとらえるために**極限設計法**が発展してきたが、これは上に述べた方面からの必要性に応じたものである。しかし1軸方向作用力の場合とはともかく、構造物に必要な多軸応力状態、力の反復くり返し作用に関する問題は未解決の分野が非常に多い。

以上橋梁工学における最近の問題点について主として力学的な方面から概観したが、以下大体この順序によって、例をあげて説明を加えたいと思う。

### 1. 新しい型式の吊橋

通常の吊橋型式、すなわち鉛直吊材をもった振り子吊橋では電気力学的安定性、耐震設計において、この型式の先天的な剛性の不足に原因して種々の問題が残されている。このうち剛性向上によって上記問題を解決しようとする試みがすでに行なわれてきた。例えば Cable stay, Floor stay, Center stay, Intermediate stay を設け鉛直吊材で吊られた振り子型の補剛トラス、床などの拘束度を上げる方法、Transverse diagonal stay を設けてねじり剛性を上げる方法、補剛トラスの上、下面面に横構を設け補剛トラス断面のねじり剛性を上げる方法、支塔のねじり剛性を増加するなどの諸方法がすでに実施せられている。これらとは、別に今一つの剛性向上の方法として、橋軸方向に水平に張った**第3のケーブル**を用い、こ

れにプレストレスを与えて補剛トラスに代用したのがある。この型式の吊橋としてはすでに 1952 年中央アメリカ El Salvador の Lempa 河に架設せられた San Marcos 橋 (5 スパン連続,  $76.20+158.50+204.00+158.50+76.20=673.40$  m, 巾員 6.5 m) がある。この橋では第 3 のケーブルは 2 本用い、主ケーブルのアンカーブロック間に張り渡され、中間 3 スパンでは高欄の外側に配置せられ、側スパンでは床板コンクリート中にそう入されている。かように張った主ケーブル、第 3 のケーブルの間に斜張線を交差して配して、一つのトラスが形成せられるが、これらはすべて、引張材のみよりなり、かつ橋全体の剛性は、振子式の通常型式吊橋に比し非常に大きい。これは El Salvador が地震国であり、耐震、耐風構造として考案せられた吊橋の新しい型式である。

図-1 Barbara 橋

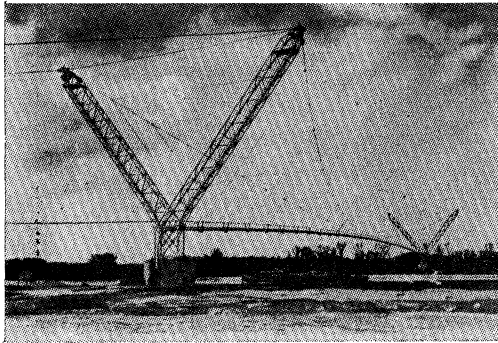


図-1 は Wien 市郊外において Donau 河に架設せられた Barbara 橋の完成図である。支塔は Y 字型で、これに主ケーブル 2 本が張り渡される。これとは別に第 3 のケーブルが橋軸水平方向に張り渡され、主ケーブルとともに同一アンカーブロックに固定される。主ケーブルと第 3 のケーブルを結ぶ張線は San Marcos 橋と異なり、橋軸に直角な鉛直面に配置せられている。本橋は天然ガス管を Donau 河上にかけて渡すために架設せられたものであり、支間は  $93+320+93=506$  m である。かようなガス管をのせる吊橋であるので、スパン長が大きい割合に鉛直荷重が比較的小さいので、風荷重に対する剛性を十分考慮する必要がある。かような第 3 のケーブルを有する吊橋構造は、剛性の点で優れていることは、San Marcos 橋について述べたが、Barbara 橋では主ケーブルと第 3 のケーブルをスパン中央で結合し、さらに剛性の向上につとめている。これと類似の吊橋は米国お

図-2

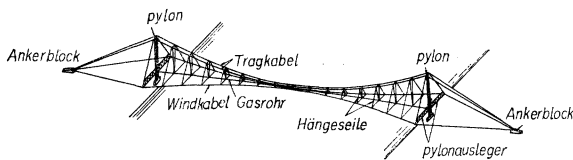


図-3 リスボン テジョー河橋 A 案

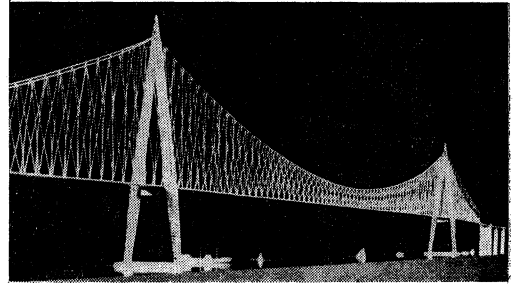
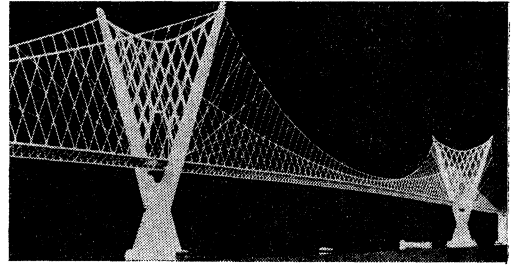


図-4 リスボン テジョー河橋 B 案



よびイタリアにおいてもガス管用吊橋として用いられている (図-2)。

ポルトガルの首都リスボン市はテジョー河に臨んだ天然の良港である。私は 1956 年リスボン市で開催せられた国際橋梁構造工学協会第 5 回大会に参加したが、当時テジョー河の南北を全長約 2 km の連絡交通路を作る計画のあることを聞いた。当時この連絡路をトンネルにするか、橋にするかについて、比較検討を始めようとしていた。その後の報道によると、連絡路は吊橋によってテジョー河を渡ることと決定し、世界各国から競争設計を募集した結果、米国案に決定したそうである。その内容は、本工事は United States Steel Export Company, International Morrison-Knudsen Company が担当し、スパン割は  $470+1010+470$  m = 1950 m, 2 層式で、上層は 4 車線の道路とし、下層は将来複線鉄道に乗せる計画である。取付道をふくめ約 13 km の交通路は 4 年で完成する計画であり、これが完成すれば本吊橋は世界第 5 位の最大スパンのものとなる。特に本橋で特記すべきものは支塔橋脚の基礎が水面下 82.5 m の岩盤上に建設せられる点である。図-3,4 は本橋に対するドイツの設計である。図-3 は Dr. Leonhardt の設計で、A 型の支塔上に 1 本の主ケーブルを張り、これを側スパンで 2 本に分けてアンカーブロックに固定する。吊材は図のように斜に配置せられ、これと橋面を形成する下弦材によってトラスを形成する。かような構造により剛性が非常に向上するので道路橋として設計せられた床構造は厚さ 1 m にすぎない。図-4 は Dr. Kramer の設計であって、構造型式は図-1 の Barbara 橋と類似している。2 層式で上層は道路、下層は鉄道を通すが、この床構造の高さは 8 m にすぎない。また剛性を増す

ため Cable Stay を用いていることも図から明らかである。リスボン市は今から約 200 年前に破壊の大地震があり、従って本橋の設計には地震に対して考慮を払っている点およびその支塔橋脚基礎は世界最深の記録をもつ点にはわが国の海峡連絡橋の建設に大きい参考となるものと思う。

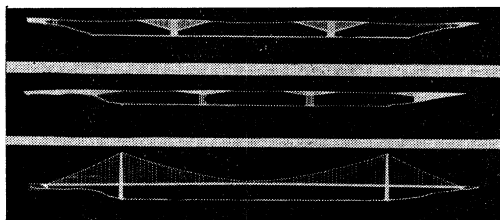
## 2. パイプを用いたアーチ橋

パイプは構造力学的に軸方向力、特に中心軸方向力の作用に対して合理的な断面である。かようなことからパイプをアーチ橋、棒アーチ橋 (Stabbogen橋) のアーチに用いることは有利である。スウェーデンの Askeröfjorden 橋はパイプを固定アーチに用いた最初の長大橋として有名である。ランゲル橋の棒アーチにパイプを使用することも断面構成上、力学上も有利であり、吊材に丸鋼をまた上横構にもパイプ構造を応用することは興味のある構造である。

## 3. 吊床板橋 (Spannbandfrücke)

吊床板橋は吊橋を最も簡単な形に集約したもので、ケーブル、床板、補剛桁を一つの構造にまとめたものである。この新しい型式は Dyckerhoff und Widmann 会社の主任技師 Ulrich Finsterwalder 博士の考案になるものである。構造的には Dywidag 式に架設せられた張出し橋脚の間に直径 26 mm, St 80/105 の鋼棒でプレストレスされた厚さ 25~30 cm の床板を張り渡したものである。かような吊床板は非常に大きい張力により、張出し橋脚間に張り渡されているため、空気力学的動安定性において優れているが、さらに床板部に適当なスロットを配置することにより、耐風安定性の向上につとめている。図-5 は Bosphorus 海峡横断用として設計された吊床板橋第 1 案 (516+600+516=1 632 m), 同第 2 案 (396+408+396=1 200 m) を示したものである。またこれと比較のため通常の吊橋型式を用いたもの (280+1 020+280=1 580 m) を示す。最近大鳴門海峡連絡橋として本型式の橋架を、第 1 種活荷重、風速 100 m/sec に相当する風荷重、水平震度 0.2, 鉛直震度 0.1, 温度変化  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の条件で設計を行ない、その第 1 案 (404+586+520=1 510 m), 第 2 案 (中央スパン 586 m) を得たが、これらはいずれも巾員は歩道 2.5 m+スロット 5 m+車道 14 m+スロット 5 m+歩道 2.5 m=29 m を有し対風

図-5 Bosphorus 海峡吊床板橋



安定性が良好で、地震動、地塊動に対しても抵抗力が大きいと説明せられているが、さきに述べた新形式吊橋による耐風安定性、耐震性向上の問題とともに研究を促進すべき重要問題であると思う。

## 4. 構造の合理化と構造に忠実な弾性設計

材料、構造、結合法の進歩発展により、橋梁の作用荷重、外力に対して合理的な構造が生れる。構造法については外力に応じて合目的的に曲げ部材、ねじり部材、せん断部材を適当に配置し、力の伝達が明瞭かつ作用外力に対して立体的に抵抗するよう構造する。この場合新しい構造法では薄肉板構造を大胆に活用する。結合法としては在来のリベットに比し効率のよい溶接、高強度ボルトが主用せられる。かようにして構成せられた構造は立体的に作用する外力に対して立体的に力を分担する。従って構造力学的には高次不静定となり在来の計算法をもっては非常な労力と時間を必要とする。しかしながらこの方面の困難さは最近の高速電子計算機の発達によっていちじるしく変貌した。Digital Computer を用いた計算の二、三の性能を示すと Illiac では多元連立 1 次方程式では最高 143 元まで、京都大学 KDC-I では最高 60 元までであり、これらを使用した場合 30 元連立 1 次方程式を解くに必要な時間は Illiac 70 sec., KDC-I で 480 sec である。また構造物設計上必要な影響線の計算には逆マトリックスを用いるのが有効であるが、この場合 22 元の場合の計算時間は Illiac, 1 min, KDC-I 16 min である。また固有値の計算では Illiac は最高 19 次までであり、その場合の計算時間は 150 min である。

かように驚異的高性能を有するので、構造物の高次不静定におそれることなく、構造に忠実な構造解析がぜひ必要である。

構造に忠実な弾性設計として図-6 に示すアーチ橋の構造解析を例にとって説明しよう。本橋はスパン 60 m の上路固定アーチ橋であるが、その構造各部の特性に応じて、その構造解析には図-7 に示す構造として、高次

図-6

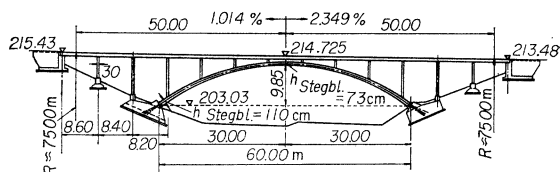
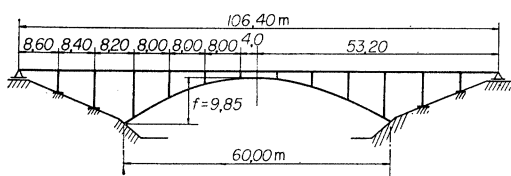


図-7



不静定の解法を行なっている。すなわち床板は鉄筋コンクリート板桁構造、アーチおよび支柱はいずれも箱断面である。従って本橋は静力学的には、上部にねじり剛性をもった連続桁を有する固定アーチ橋で、アーチはねじり剛性をもっている。かようにして図-7に示した構造は立体的に橋面に作用する荷重を板桁、支柱、固定アーチが互に協力して受持つことになり、その力の分担は立体的応力解析によって、十分正確に算定することができる。

いま一つの例として連続曲線桁橋の立体的応力解析について述べよう。この問題のうち荷重と断面力との関係は曲線桁橋の立体的な拡がりを考慮して求めることができる。次に、変位とひずみ従って応力との関係については、曲線桁の変形条件を十分正確にとり入れてひずみとの関係、従って応力との関係を求める必要がある。立体的な力の分布に関して生ずる曲げねじりの問題については、従来発表せられている曲線桁橋の理論はいずれも直線軸をもった桁の理論をそのまま使用しているが、これは理論的に正しくはない。筆者が曲線桁橋の変形条件を十分正確にとり入れてひずみとの関係を求めた結果は、非常に複雑な理論式となるが、これは現象を正しく解析したものとして実験結果をよく説明する。この結果については改めて別の機会に発表したい。

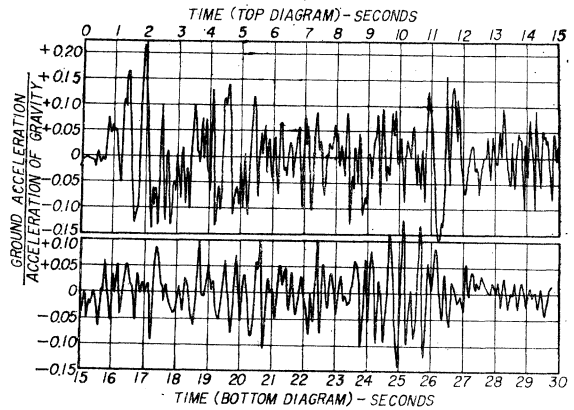
以上ここで述べた構造に忠実な構造解析は、いずれも弾性設計であり、従って常時作用する荷重に対しては、合理的な結果を与える。弾性設計は橋梁に常時作用する荷重について正確な結果を与えるものであり、この意味で頻度の多い載荷に対して応力、変形を正しく算定できるところに大きい意味がある。しかし頻度の少ない大荷重例えば地震、台風圧に対しては正しい答を与えない。

## 5. 外力の正しい把握

橋梁に作用する外力は、他の構造のそれに比し明瞭である。しかしながら地震、風など地球物理学的外力については、橋梁の規模が大きければ大きいほど、これらの外力は設計上重要な位置をしめるにもかかわらず不確かな点が多い。これら地球物理学的外力は観測によって多くの資料が得られているが、工学的な意味において橋梁の設計に用いるにはいまだ不十分である。今後海峡連絡橋の建設がわが国の道路政策の重要な問題として出現するであろうが、この場合の長大橋梁の設計には、地震、台風をどのように考慮するかは早急に解決を要する重要問題である。

いま長大橋に対する地震の影響をどのように考慮するかについて、筆者らが長大スパン吊橋にその橋軸方向に地震動が発生した場合について解析した結果の概略を述べると次のとおりである。まず吊橋全体をいわゆる有限自由度系におきかえる。この場合耐震の問題では支塔の

図-8 El Centro 地震記録



剛性、質量を考慮することが重要な意義をもつので、これを解析の中にとり入れる。これについて求めた有限自由度系の運動方程式は非線型となるので解析を簡単にするため Linearized Deflection Theory に従って式全体を線型にした。この線型の振動系に対して、その自由振動数と振動モードを高速電卓電子計算機で計算した。とくに任意地震に対するレスポンスをふくめて強制振動の問題は、上に求めた振動モードを用いて、いわゆる Modal Analysis により求めることができる。地震としては図-8に示す米国 El Centro 地震(1940年5月18日)の強震計記録をもとにして求めた実際の地震地動を外力として、Newmark 教授の  $\beta$  法により京都大学電子計算機 KDC-I を用いて数値積分を行なった。また大地震を受けた場合の吊橋の耐震設計には弾塑性の考察を加えることが経済的設計から必要である。この見地から吊橋支塔について、地震動を受けた場合の弾塑性レスポンスを KDC-I を使用して行なった。重要な外力として地震をあげたが、これの正確な把握は困難な問題ではあるが、わが国においても強震計を各地、各種構造物に設置して、地震の工学的な観測に乗り出したことはまことに有意義であると信ずる。この場合吊橋のような長い構造物については、従来の加速度記録では不十分であり、米国の Strong Motion' Program で実施しているような Carder Displacement Recorder による記録を、強震加速度計と併用して求めることが必要であり、その実現を切望するものである。

## 6. 耐荷力、極限強度

耐荷力、極限強度の正しい認識の必要なことは上に述べたが、これらは許容応力による在来の設計法では求めることができない。設計法の順序からすれば、構造物の耐荷力、極限強度をまず最初に求め、常時、非常時作用荷重による抵抗力と比較するのがよい。安全率はこの2つの値の比として求められるが、この安全率を構造物の重要性、荷重の性質などから適当に定め、断面設計を行

なうのが合理的である。しかしながら耐荷力、極限強度は簡単に求めることはできない。構造が複雑になればなるほどその困難性は増す。これを鋼床板の耐荷力を例にとって説明しよう。

鋼床板は縦リブ、横リブをもつ補剛材付平板であり、主桁との取付構造も箱桁橋、I型主桁橋など橋梁構造によって異なり、従って鋼床板の境界条件ははなはだ複雑である。在来鋼床板計算法として知られている Cornelius, Fischer, Homberg, Gienpe などの諸法はいずれも弾性計算法である。従ってこれらの計算法によっては鋼床板の耐荷力、極限強度を求めることはできない。一方鋼床板の弾性試験、破壊試験の結果によると、**破壊荷重は弾性限荷重の 10 倍以上になる**ことが知られている。一実験例を示すと表-1 のとおりである。この大きい差の起こる原因として考えられることは、降伏、破壊に近い状態では鋼床板の変形が大きくなり、平板の計算に用いている板方程式が当てはまらなくなると、たわみの増大とともに板の中央面に引張応力を生じ、薄膜作用に近い性状を示すことなどである。薄膜作用は縦、横リブにより、また鋼床板の主桁、横桁への取付けによって一層加速され、薄膜作用の発生によって板の抵抗力は一層強められる。その他にも種々の原因はあると思うが、いずれにしても鋼床板の降伏、破壊荷重が、許容応力による設計法から求めた許容荷重の 10 倍以上にもなることは、現行設計法による限り許容応力の決定に大きい疑問があることを示している。そうでないと鋼床板のみ、他の橋梁構造部より段違いの耐荷力をもつことになり、各部設計のバランスが破れて経済的設計は行ない得ない。これらの不合理性も、もとは鋼床板の耐荷力、極限強度を正しく評価する理論が確立されていないためである。この意味から経済的設計を行なうために耐荷力、極限強度の正しい認識を得ることはきわめて重要な課題である。

表-1 鋼床板破壊試験 (Klöppel 教授)

	破壊荷重	き裂つ荷重	弾性限荷重	破壊荷重
	計算許容荷重	計算許容荷重	計算許容荷重	弾性限荷重
第1次試験	27.1	23.1	1.98	13.7
第2次試験	31.8	31.0	1.88	16.1

鋼床板の耐荷力がかように大きいので、むしろ舗装を支持する床板として、鋼床板の設計には応力の制限よりもたわみの制限によるべきであることを Klöppel 教授は提案している。すなわち鋼床板たわみが、縦リブ間隔  $l$  の  $1/300$  のとき鋼床板上の荷重が降伏荷重に等しいことから、直交異方性板の板厚  $t$  を次式で求めている。

$$t = l \sqrt[3]{\frac{125}{16} \frac{p}{E}}$$

ここに  $p$  は衝撃係数を考慮しないときの輪荷重下の圧力とする。

立体構造をとる最近の橋梁、特に薄肉構造の箱桁橋、鋼床板 I 型桁橋などでは、棒構造橋梁と異なり、平面応

力状態をとるから、鋼床板について前述したと同様、これらの構造は耐荷力、極限強度上有利であるが、その正しい理解は今後の問題である。

## 7. 構造用高強度鋼、高強度ボルト

戦後わが国では許容応力の向上、良好な溶接性などを目標として溶接性の良好な構造用高強度鋼の試作研究が進められた結果、引張強さ  $50 \text{ kg/mm}^2$  程度のは圧延のまま使用可能な SM 50 材が JIS に規定され、高強度鋼の実用に新しい一紀元を画した。しかしながらさらに材料の有効な利用のためには、さらに高性能の高強度鋼の出現が要望され、60 キロ鋼、70 キロ鋼、80 キロ鋼の試作実用の段階に入った。しかしながら鋼橋については現在においては 60 キロ鋼までが実用されているにとどまり、80 キロ鋼相当の T-1 鋼が米国 Carquinez 橋 (ゲルバー トラス橋、全長 1021.75 m、最大スパン 335.5 m) に実用された程度である。60 キロ鋼以上の高強度鋼では溶接性をそこなわないで、かつ強度を向上するため合金をいろいろ組合わせても、合金鋼で到達できる限度があるため、**焼入れ、焼戻しの熱処理**を用い、これによって強度ならびに溶接性を確保している。この点からこれらの高強度鋼は**調質鋼**と呼ばれている。これらの調質鋼は熱処理によって強度を出しているのだから、溶接したときの溶接熱によって強度が弱化する、どうかの疑問がある。事実溶接熱影響部と母材の境界に軟化域が発生する。これについては静的には特別な場合を除いて、その心配がないと報告されているが、疲労強度に対する影響については筆者のもとで実験研究を続行中で近いうちにその結果を報告する予定である。また調質鋼の溶接棒は溶接のままですべての強度、伸び、硬度などの諸条件を満足する必要があるため、その製作は通常のものに比しかなり困難な問題がある。

溶接用高強度鋼は性能上から、高引張強度鋼と、高降伏強度鋼に大別できる。前者は主として引張強さに重点をおいたものであり、後者はその降伏比を向上したものである。構造物の許容応力を単に降伏点を基準にして定める場合には高降伏強度鋼が有利であり、高压容器にはこのようなものが用いられる傾向がある。しかし溶接構造物にさげがたいあらゆる意味の切欠きや、衝撃荷重による応力集中からの過負荷に対しては、十分の強さと伸びが必要である。この意味からいたずらに降伏点の高い鋼のみでは十分でない。構造用高強度鋼では、特に高強度のものは概して高い降伏比のものが多い。かような超高強度鋼を橋梁に使用するに当たっては、その許容応力のとり方について十分な研究調査が必要である。

高強度ボルト継手の利点は各方面の静ならびに動的試験によって明らかにせられている。建築学会においてはすでに昭和 34 年 12 月構造標準委員会から高張力ボルト

ト摩擦接合設計規準案，同施工規準案が発表せられ，第1種，第2種の2種の鋼種を規定したが，その降伏点，引張強さおよび伸びはそれぞれ第1種 56 kg/mm<sup>2</sup> 以上，72 kg/mm<sup>2</sup> 以上，17% 以上，第2種は 70 kg/mm<sup>2</sup> 以上，90 kg/mm<sup>2</sup> 以上，14% 以上である。橋梁用高強度ボルトとしては，建築のものよりさらに一段と高強度のものが適当であると考えられるが，筆者は降伏点 90 kg/mm<sup>2</sup> 以上，引張強さ 100 kg/mm<sup>2</sup> 以上の鋼種数種について継手の静ならびに動的試験を行ない，その実用性を確認することができた。高強度鋼の経済的設計には高強度ボルトの実用を促進することが必要であり，十分な研究，試験を経て早急に JIS 化されることを希望する。高強度ボルトに関連して，ボルト締めつけ器材も重要な問題である。Carquinez 橋ではボルト直径 22 mm，25.4 mm，31.8 mm の3種を用い，これを Chicago Pneumatic 会社の Impact Wrench を用い，前記各径に対しそれぞれ，1回じめ，2回じめ，3回じめを行なっている。また接合面の摩擦係数を向上するため，摩擦面に塗料を用いる方法が，ドイツ，英国で行なわれているが，英国では Epoxy-polyamide cold setting resin mixture を接合面ならびにボルト穴に塗布してしめつける考案を実用

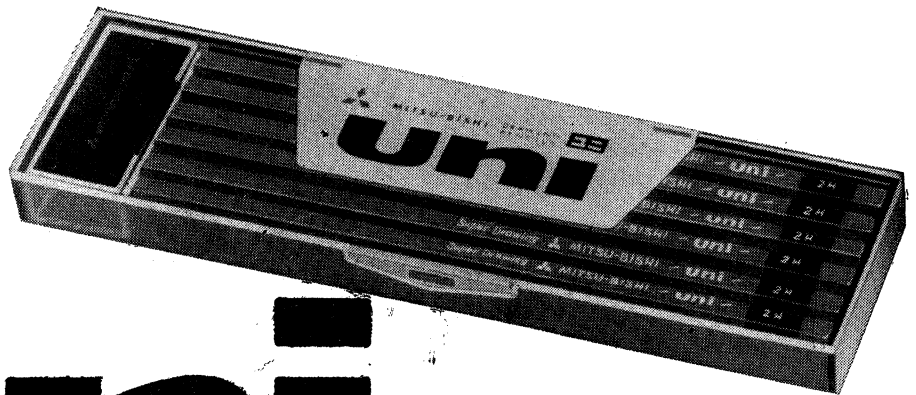
して好結果を得ている。かような摩擦面の処理法はわが国でも早急に研究すべき問題である。

## 8. むすび

以上橋梁工学最近の諸問題について概観したが，当面する重要問題として海峡連絡長大スパン橋梁の研究がある。これは上部構造の耐風，耐震，構造，材料の問題のほかに，深海底基礎工の構造，施工，耐震性の問題がある。リスボン市テジョー河吊橋はこの点から注目すべきもので，今後のわが国海峡連絡橋計画，設計，施工問題に重要な指針を与えるものと思う。

新しい技術を開発するためには研究の裏付けが必要であり，研究には投資を必要とすることは申すまでもない。この場合外国の模倣という方法もあるが，この場合注意を要する点は，模倣も結構だが，模倣を用いることによって，生み出すための研究，投資までがはぶけるものではないことである。正しい研究によって裏うちされた技術は外国のもの国産のものとわず高く評価すべきである（本文は，講演内容に若干削除，加筆したものである）。

(1961年5月28日，名工大において講演)



# uni

**uni** は三菱鉛筆の総力を挙げて完成した最高級の製図用鉛筆です。  
**uni** とは ONE の意味の英語で——現代に存在する唯一のもの——として敢えて名付けた次第です。

uni の 1 ダース 函は筆函としてのアフターユースをも考えたプラスチックと金属の美しいデザインのものです。この函の中には、新しい考案のグラインダーが 1 個ずつ入っています。

硬度 4H, 3H, 2H, H, F, HB, B, 2B, 3B, 4B, 1 ダース ¥600

