

吊橋補剛箱桁ハンガーブラケットの疲労試験

Fatigue Test on Full-Size Stiffening Box Girder of Suspension Bridge

福井崇博* 谷中幸和* 阪本謙二** 深沢誠*** 三木千寿****

By Munehiro Fukui, Yukikazu Yanaka, Kenji Sakamoto, Makoto Fukazawa and Chitoshi Miki

Ohshima Bridge which comes under the Honshuu-Shikoku Bridge project, is a suspension bridge with a main span of 560m. In this bridge, the slender box girder is suspended through the hanger bracket. To examine the fatigue behavior of the welded joint details, a specimen with dimensions almost equal to the actual member was tested. Under the design stress range, the cracks originated from the weld toe. One was at the groove weld of the bracket flange at the box web connection. The other was at the fillet weld in the diaphragm-lower flange connection. These results reflected on the practical design and construction.

1. 緒言

大島大橋は中央支間560mの単径間道路吊橋である(図-1)。本橋は吊構造部の重量を軽減し、かつ耐風安定性を確保するために、補剛桁に扁平な鋼床版箱桁を採用しており、このクラスの橋梁としては国内ではじめての試みである。諸外国の箱断面吊橋のハンガー碇着位置をみると、補剛桁箱桁端部(セバーン、ボスポラス、ハンバー)もしくは、箱桁内部(南海大橋)が多く、本橋のようにハンガーブラケットでの碇着の例はない。補剛桁は吊橋系応力に対応する箱桁と横桁系を構成するハンガー碇着ブラケットと箱桁内隔板、及び形状保持のための隔板で構成されている。構造上は主ケーブル中心間隔が22.5mと大きいので、ハンガー碇着ブラケットを含む横桁系の応力が注目される。補剛桁の鉛直荷重による変形は、ハンガー碇着部を支点、箱桁ウェブを主桁、ブラケット、ダイアフラムを横桁とみなし格子状の挙動が予想され、輪荷重の伝達経路はダイアフラム→主桁ウェブ→ハンガー碇着ブラケットである。

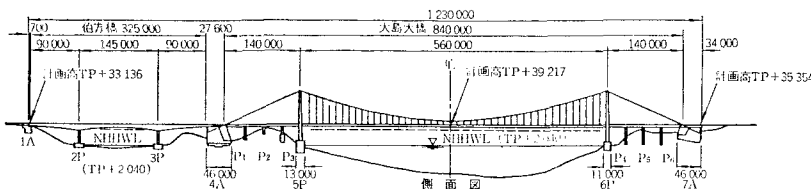
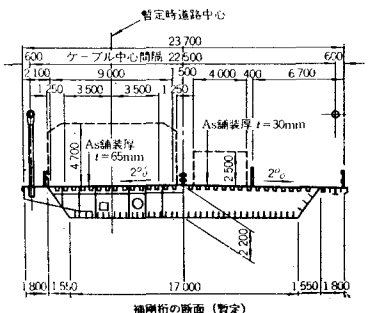


図-1 大島大橋



補剛桁の断面(暫定)

* 本州四国連絡橋公団

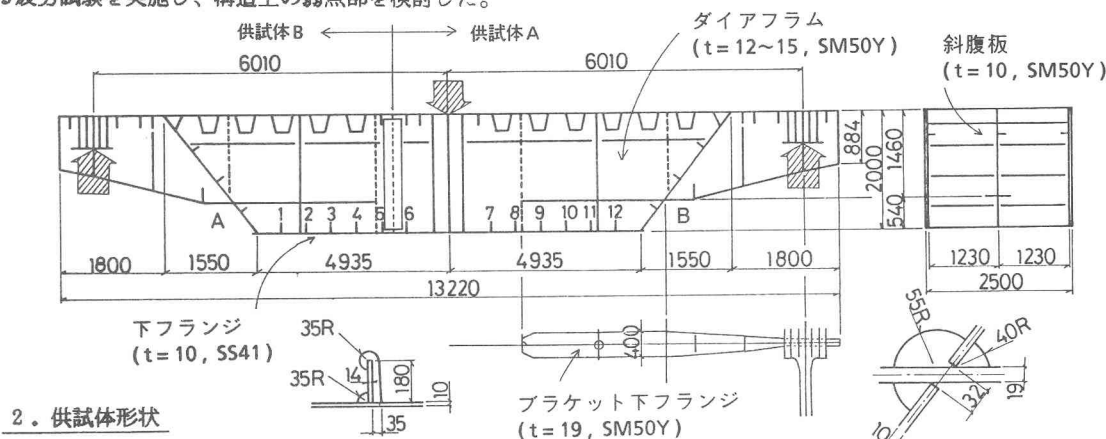
** 本州四国連絡橋公団(現 日本国有鉄道構造物設計事務所)

*** 宮地・横河共同企業体

**** 東京工業大学助教授 土木工学科

ところで、ハンガー旋着ブラケットはウェブが1枚であり、ダイアフラムを介して応力を広く補剛桁下フランジに伝達させる構造である。基本設計の薄板立体構造解析による応力照査では、ブラケット下フランジと箱桁ウェブが交差する箇所の応力集中が大きく、さらに、この部分は2軸の応力状態となっており、溶接残留応力、拘束、また局部的な応力集中が問題となり、構造上最も重要な箇所と考えられた。

したがって、ハンガーブラケットの構造詳細を決定する目的で、実大寸法に近い供試体を製作し、3点曲げによる疲労試験を実施し、構造上の弱点部を検討した。



2. 供試体形状

図-2に供試体の概要を示す。供試体は実橋をモデル化しており、橋軸直角方向断面の中央部を取りのぞいた形である。疲労試験はハンガー旋着部を支点とする3点曲げで行った。今回、ハンガーブラケット下フランジと箱桁ウェブとの交差部に注目し、2つのディテールを比較した。いずれもブラケット腹板は箱桁ウェブに突合せ溶接しており、ブラケット下フランジは箱桁ウェブを貫通している。供試体A側は予め下フランジの貫通部にフィレット加工をしており、4周突合せ溶接後グライダー仕上げるディテールである。供試体B側は、フランジのこば面部の箱桁ウェブに切欠き（コープホール）を採り、表裏面のみ溶接する方法である。写真-1にそれぞれの継手を示す。

試験対象部については、製作上の問題点を反映させるために実構造と同じ詳細としたが、供試体の幅については試験機のスペースの制限から2.5mとした。また、製作上、および試験時の安全性を考慮して、箱桁相当部は3枚ダイアフラム（ダイアフラム間隔1200mm）とした。

試験は3点曲げの集中荷重であるが、実橋の場合は等分布荷重に近いものである。また、3枚ダイアフラム形式のため、応力の流れが異なってくることが懸念された。これらについては、予め、橋軸方向12mの実橋モデル、および、供試体モデルのシェル要素FEM解析を行い比較検討した。詳細な結果は省略するが、デッキプレートの有効幅は若干異なるものの、ブラケット下フランジと斜腹板交差部近辺の応力状態にはほとんど差がなく、モデル化としては問題ないことを確認している。

図-2 供試体の概要

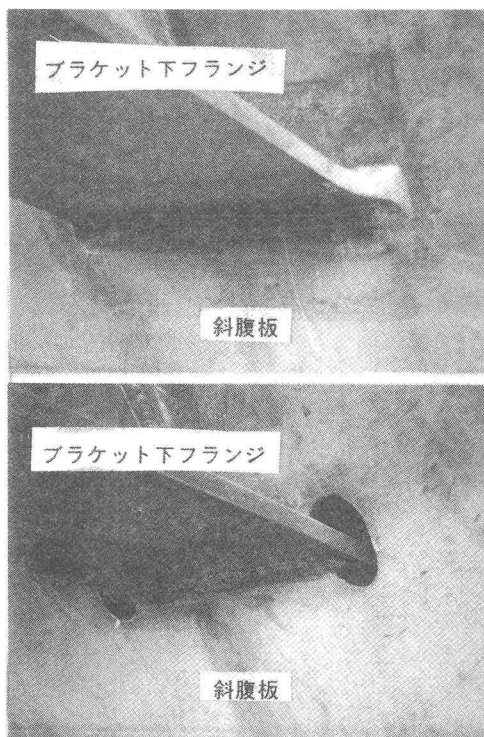


写真-1 ブラケット下フランジと斜腹板の交差部
上: 供試体A, 下: 供試体B

3. 静的載荷試験

疲労試験に先立って、静的載荷による応力測定を行った。試験条件は、設計ハンガー張力（活荷重はT T 4 3 荷重）に注目して、供試体支点反力と設計最大ハンガー張力（＝1 4 0 ton）とが同じになるように2 8 0 tonの載荷とした。写真－2に試験状況を示す。

応力測定は、主に3軸ゲージを使用して、大きな応力の発生が予想された箇所を含めて6 0 0ヵ所について行った。測定の結果、SM 5 0 Y材の許容引張応力・2 1 0 0 kg/cm²を越える最大応力が発生した箇所は

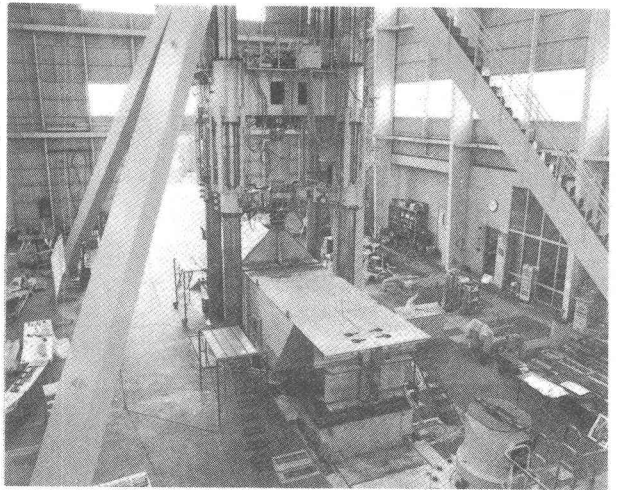
- ① ダイヤフラムの下フランジ側の縦リブ貫通孔部（2 5 0 0 kg/cm²）
- ② ブラケット下フランジ交差部の斜腹板（2 3 5 0 kg/cm²）

の2箇所であった。いずれも構造的な応力集中部であり、その値は母材保証降伏点3 7 0 0 kg/cm²より小さく、静的な耐力の点からは重要な問題ではないと判断できた。一方、FEM解析結果と実測応力を比較すると、スカラップ回りなどの局部応力集中部は別にして、両者はよく一致していた。簡易計算ではつかみにくい断面急変部を有する供試体の応力性状を、FEM解析により十分に推定できることが確認できた。

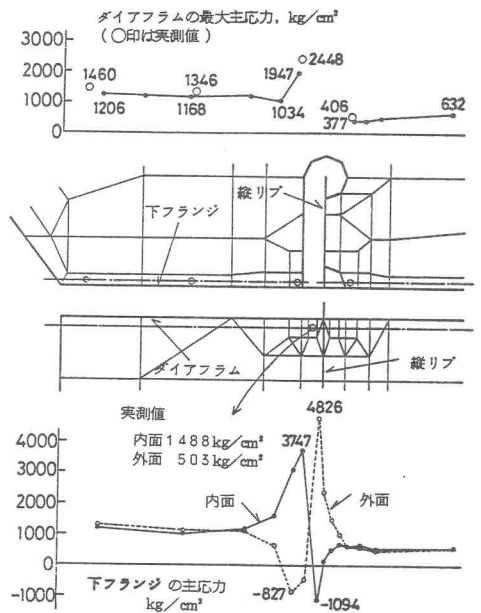
（1）縦リブ貫通孔部近傍の応力，①

図－3に、縦リブ貫通孔近傍のダイヤフラムおよび箱桁下フランジについて行ったFEM解析結果と実測応力値を比較して示す。下フランジに沿ったダイヤフラムの計算応力についてみると、斜腹板と縦リブに囲まれた部分には大きなせん断応力が生じており、最大主応力でも1 0 0 0 kg/cm²を越えている。特に、貫通孔部のオープンサイド側（切欠き側）の回し溶接部に相当する位置（要素の大きさ、2×2.5 cm）では $\sigma_{max}=1 9 5 0$ kg/cm²である。実測応力は、FEM解析値に比べて若干大きな値であるが、応力分布形状は類似している。貫通孔部の回し溶接部の極く近傍の実測最大主応力は2 4 5 0 kg/cm²とFEM解析値の1 2 6 %の値となっており、より局部応力集中をつかまえているものと考えられる。

一方、下フランジの応力は、貫通孔部直下で大きな局部曲げ応力が発生しており、複雑な曲げ性状を示している。オープンサイド側の回し溶接部位置（要素の大きさ、1×3 cm）では、箱内面で3 7 4 7 kg/cm²。外面では－8 2 7 kg/cm²である。この近傍において応力測定を行っているが、その値はFEM解析値に比べてかなり小さくなっている。実際には、この部分は縦リブのすみ肉溶接と回し溶接とが近接しており、ゲージ貼布位置が最大応力発生位置と十分に対応していないためと考えられる。



写真－2 静的載荷試験状況



図－3 縦リブ貫通孔近傍の応力

(2) ブラケット下フランジ交差部の斜腹板の応力, ⑤

図-4 にブラケット下フランジ交差部近傍の斜腹板の実測最大応力値を、供試体 A 側、B 側と比較して示す。いずれも、ブラケット下フランジ交差部において大きな板曲げと応力集中を生じており、箱外面の値は 2000 kg/cm^2 を越えている。これは、腹板が傾斜しているためにブラケットのフランジとしての機能を受け持ち、そのため、交差部でせん断遅れ現象を生じ、ダイヤフラム中心線付近に応力が集中したものと考えられる。また、交差しているために角変形が生じ、さらにスカラップの存在により板曲げが助長されたものである。

今回の供試体は、ハンガーブラケット下フランジと斜腹板との交差部のディテールが A 側と B 側とでは違っている。両者の値を比較すると、B 側は 2356 kg/cm^2 であり、A 側の 2020 kg/cm^2 に比べて大きくなっている。この位置は応力集中部であり、溶接止端部とゲージとのわずかな位置関係の差が現れたものであり、ディテールの違いによるものではないと考えられる。その他の位置においても、スカラップ回りを除いて明確な差は見られない。

なお、供試体 B 側については、疲労試験の途中（96 万回時）において試験を中断して、交差部のダイヤフラム及びブラケットウェブの 3 つのスカラップを溶接により埋め戻して、再度静的歪測定を行った。代表的な測定結果を図-4 に併記したが、スカラップをなくした場合、板曲げが少なくなり、ブラケット下フランジ直下の応力は最大主応力で 55% に減少した。

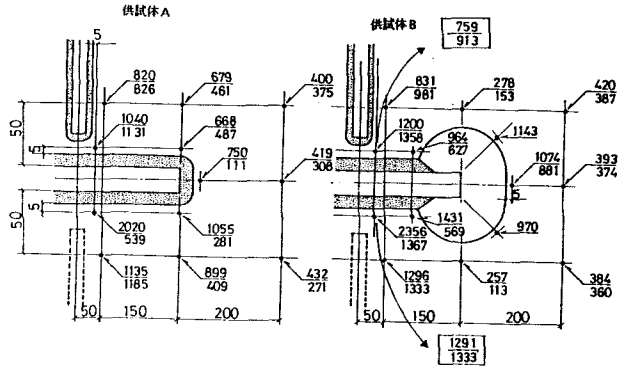


図-4 ブラケット下フランジ近傍の斜腹板の応力

上段：外面，下段：内面， kg/cm^2

□はスカラップ埋め戻し後の応力

4. 疲労試験

静的荷重試験に引き続き、疲労試験を行った。荷重条件は最大支点反力を吊橋全体系の最大ハンガー張力に、また、支点反力変動範囲を設計活荷重ハンガー張力（40 ton）となるようにした。したがって作用応力範囲は、先の応力測定結果（もしくは FEM 解析）の値の 29%（ $= 80 \text{ ton} / 280 \text{ ton}$ ）である。

上限荷重 : 280 ton

下限荷重 : 200 ton

荷重範囲 : 80 ton

(1) 試験経過

図-5 に疲労試験経過を示す。試験途中の 46 万回および 96 万回時に、それぞれ、箱桁下フランジ側のダイヤフラム・縦リブ貫通孔の回し溶接部に疲労亀裂が発生した。いずれの場合も、亀裂発見後直ちに補修・補強（バスプレート添加、図-6 参照）し、試験を続行した。なお、補修・補強直後及び 146 万回時にピーチマーク操作を行っている。試験は 200 万回の繰返し後に終了した。200 万回の時点で、斜腹板との交差部のブラケット下フランジ（供試体 B 側）に疲労亀裂が見つかった。

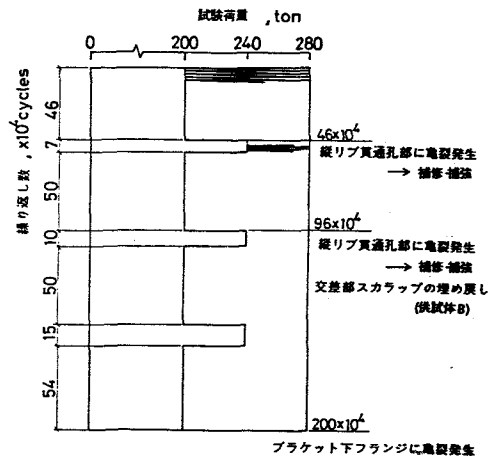


図-5 疲労試験経過

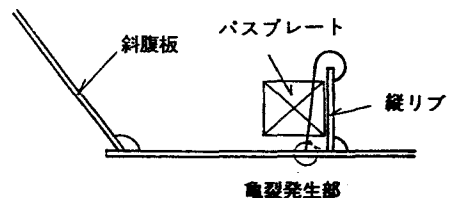


図-6 補強方法

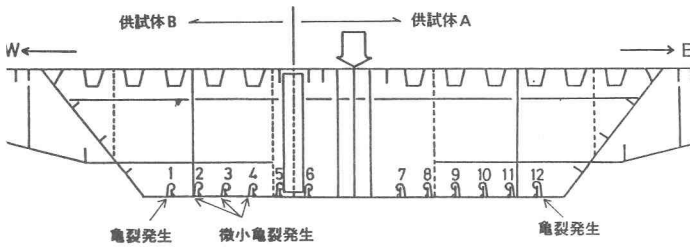


図-7 亀裂発生位置, 46 × 10⁴ 回

以下では、それぞれの亀裂について詳細を述べ、発生原因の検討を行う。なお、先に述べたように 9 6 万回時に、ブラケット下フランジ交差部に設けたスカラップを埋め戻してその影響を調査した(供試体 B 側)。そのため後者の亀裂については、作用応力範囲が試験途中から異なっている。

(2) 縦リブ貫通孔部に発生した疲労亀裂、type 1

4 6 万回時に縦リブ貫通孔部のスカラップオープンサイドの回し溶接止端部に疲労亀裂が見つかった。亀裂の発生位置を図-7に示す。また、亀裂の詳細を図-8に、代表的な亀裂様相を写真-3に示す。亀裂は回し溶接の上止端部から発生し、すみ肉ビードの溶着鋼方向へ進展している。この亀裂はウェブギャップ部の亀裂として数多くの事例が報告されているものと同じと考えられる。この場合は、ダイアフラムの切欠き部のギャップのために下フランジの面外方向の変位が繰返され、回し溶接止端部の応力範囲が大きな位置から亀裂が発生したのであろう。静的荷重試験結果によると、亀裂発生点近傍の最大主応力範囲は $\Delta \sigma_{\max} = 700 \text{ kg/cm}^2$, $\Delta \tau_{\max} = 390 \text{ kg/cm}^2$ であり、亀裂進展方向は最大主応力の直角方向である。5ヶ所の疲労亀裂発生部について、ガウジングにより亀裂を除去し再溶接を行った。さらに、下フランジの面外変形を押さえるため、No. 1, 12の縦リブ・スカラップにパスペレートを溶接した。補修、補強後に行った応力測定結果(280 ton 荷重)を図-9に示す。パスペレート添加により、亀裂発生部の応力はおおよそ 55%に減少している。しかしながら、パスペレートと縦リブとのすみ肉溶接近傍には 2000 kg/cm^2 を越える応力が作用しており、この部分については溶接止端部のグラインダー仕上げを行った。

(3) 縦リブ貫通孔部に発生した疲労亀裂、type 2

9 6 万回時に、縦リブのダイアフラム貫通孔の回し溶接に再び疲労亀裂が見つかった。図-10に亀裂発生位置を示す。写真-4に亀裂の様相を示すが、今度は、回し溶接部の下フランジ側止端部から発生した。No. 1, 12については 4 6 万回時にパスペレートを添加し、応力的には楽になっているが、

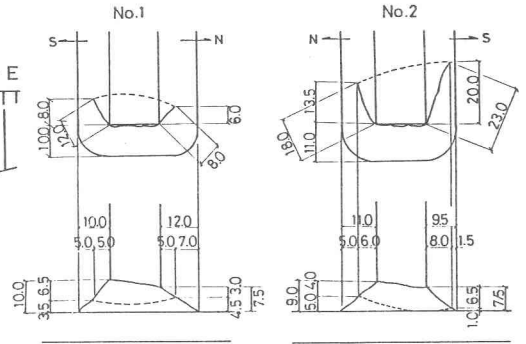


図-8 亀裂の詳細

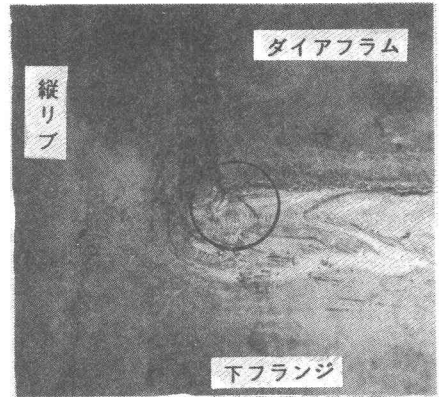
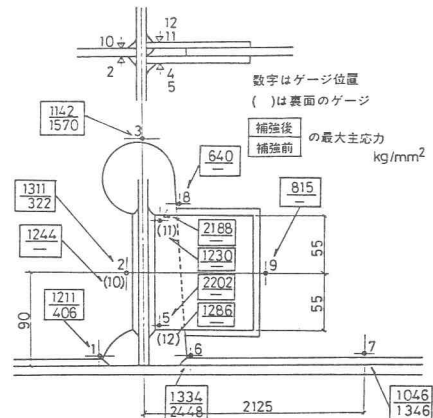


写真-3 亀裂の様相(縦リブ No.1)



ゲージ No.	補強前				補強後			
	$\sigma_{\max}$ kg/cm ²	$\sigma_{\min}$ kg/cm ²	$\tau_{\max}$ kg/cm ²	θ deg.	$\sigma_{\max}$ kg/cm ²	$\sigma_{\min}$ kg/cm ²	$\tau_{\max}$ kg/cm ²	θ deg.
1	406	151	127	65	1211	-647	929	35
2	322	-408	365	39	1311	-393	852	33
3	1570	-60	815	14	1142	-344	743	26
4	—	—	—	—	2188	311	938	17
5	—	—	—	—	2202	309	947	21
6	2448	-295	1372	46	1334	-552	943	43
7	1346	-296	821	—	1408	-436	742	29
8	—	—	—	—	640	-496	568	39
9	—	—	—	—	815	-362	588	33
10	—	—	—	—	1244	-482	863	-31
11	—	—	—	—	1203	-285	744	-36
12	—	—	—	—	1286	82	602	-21

図-9 補修・補強の応力(280 ton 荷重, 縦リブ No.12)

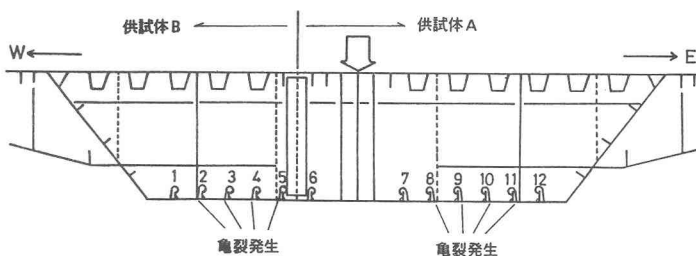


図-10 亀裂発生位置, 96×10^4 回

その内側の貫通孔部に負担がかかったものと推測できる。亀裂発生原因については先と同様、下フランジの面外変形と考えられた。静的歪測定において、縦リブ貫通孔部近傍の応力を測定しているが、下フランジの応力は貫通孔部直下で複雑な挙動を示しており、亀裂発生部の応力を十分に表しているとはいえない。しかしながら、FEM解析結果では、亀裂発生部の応力範囲は $107.1 \text{ kg/cm}^2 (= 3747 \times 0.29)$ であり、このような応力のもとで亀裂が発生したものと考えられる。補修方法としては、先と同じようにガウジング後再溶接を行い、更にパズプレートを取り付けた。ガウジング時にレッドチェックにより亀裂深さを測定したが、いずれの亀裂も $8 \sim 9 \text{ mm}$ の深さ（下フランジ板厚 10 mm ）まで進展していた。

(4) ブラケット下フランジに発生した疲労亀裂, Type 3

繰返し数 200 万回終了時点で、供試体B側のハンガーブラケット下フランジ部に疲労亀裂が見つかった。図-11に亀裂発生位置を、写真-5に亀裂の外観を示す。亀裂は斜腹板と下フランジの鈍角側の溶接止端部から発生し、表面での亀裂長さは 116 mm である。写真-6に亀裂の破面様相とビーチマーク観察結果を示す。亀裂は大きなもの・(A)と小さなもの・(B)、(C)の3つが発生していた。(A)については 96 万回、 146 万回、 200 万回のビーチマークが観察できた。 96 万回までに進展した亀裂破面（黒塗部 (A)）は 96 万回時に行ったスカラップの埋め戻し溶接の熱影響を受け酸化している。

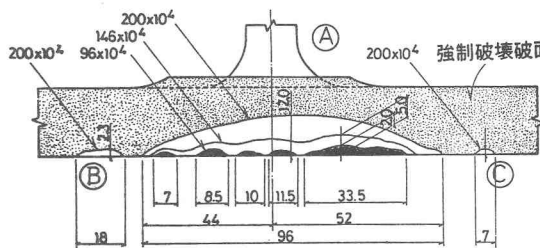


写真-6 亀裂破面様相およびビーチマーク観察結果

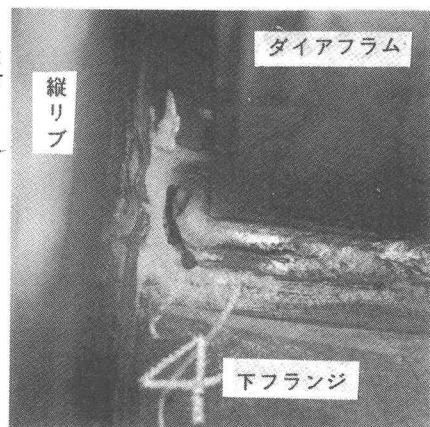


写真-4 亀裂の様相

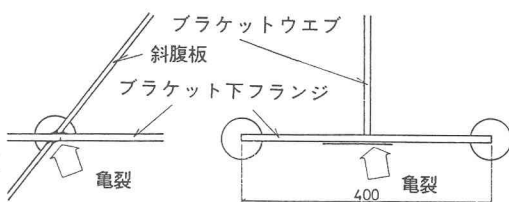


図-11 ブラケット下フランジに発生した疲労亀裂（供試体B）



写真-5 亀裂の外観

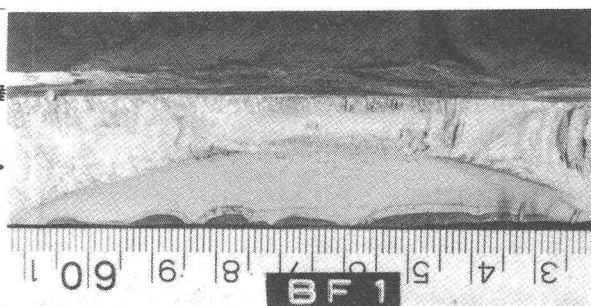


図-12に、ブラケット下フランジの応力測定結果を示す。亀裂が発生した供試体B側についてはスカラップを埋め戻しており、その時点で応力測定を行っている(▲印)。さらに、疲労試験前の測定位置は止端部からかなり離れた位置であったため、200万回終了時点で供試体A側において再測定を行った(■印)。ブラケット下フランジの応力は、供試体A、Bとでの差は余りなく、斜腹板交差部近傍ではかなり大きな応力集中を示している。しかしながら、スカラップを埋め戻すことにより応力集中が減少していることが判る。すなわち亀裂発生位置の作用応力範囲は、96万回以前はおおよそ 830 kg/cm^2 (2870×0.29) であり、スカラップを埋め戻した96万回以降は 490 kg/cm^2 (1712×0.29) に減少している。したがって、亀裂は $\Delta\sigma = 832 \text{ kg/cm}^2$ のもとで発生、進展し、応力が減少した後もある程度の大きさの亀裂の存在により、引き続き進展したものといえる。

図-13には、溶接止端部の形状測定結果を示す。供試体B側の場合、試験途中の亀裂発生のためにはグラインダー仕上げを行っているが、フランク角 θ は 120° 以下、止端半径は 1 mm 以下と予測できる。一方、供試体A側では、ほとんど全線において θ は 140° 以上となっており、供試体B側に比べて良好な止端形状である。そのため、供試体A側では200万回終了時においても亀裂が発生しなかったものと考えられる。

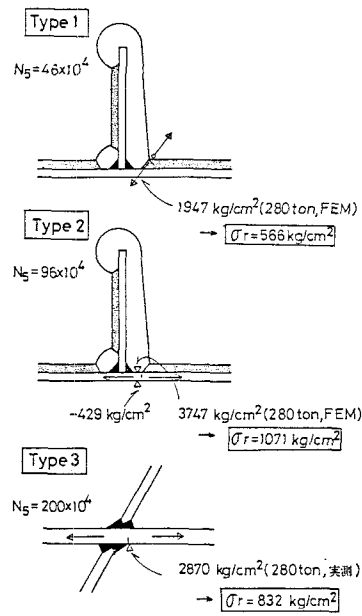


図-14 亀裂が発生した溶接継手

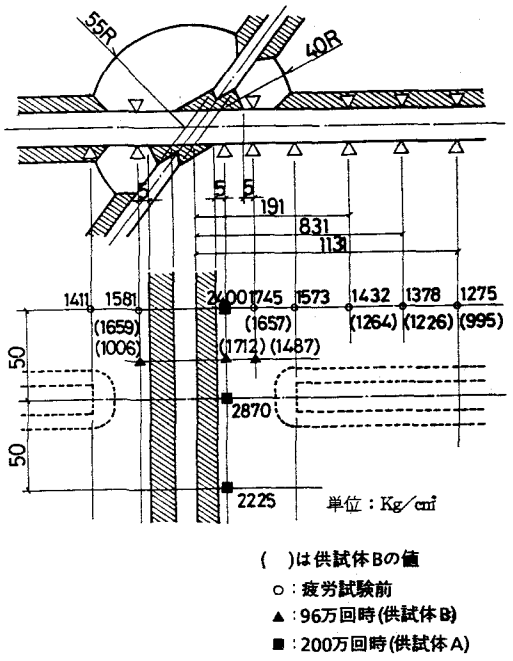


図-12 ブラケット下フランジの応力 (280 ton 載荷)

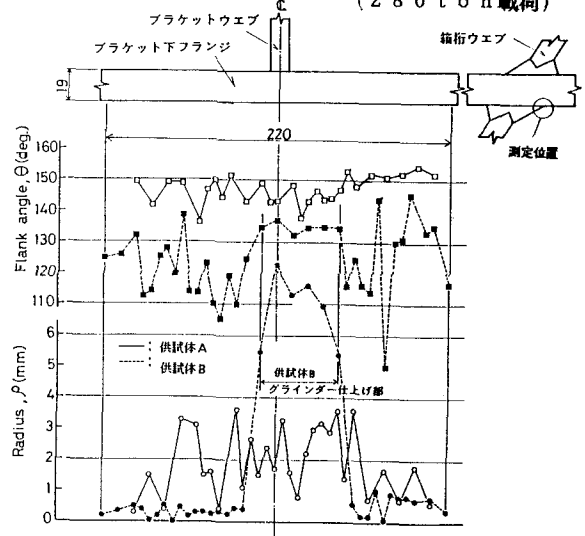


図-13 溶接止端部の形状

(5) 疲労寿命曲線

繰返し数200万回終了時点で亀裂が発生した継手は、縦リブ貫通孔部および、ハンガーブラケット下フランジである。これらのディテールについて、図-14に示すように3つに分類して、それぞれの疲労寿命曲線を設定する。疲労寿命曲線は、
 $(\Delta\sigma)^3 \cdot N = \text{const}$

で表す。ここで、いずれの亀裂も発見時にはかなり大きく進展しており、

その時の繰返し数を破断寿命・ N_f とした。なお、type 3については、スカルップの埋め戻しをしなければ、より小さな繰返し数で破断したと考えられるが、供試体A側の継手では亀裂が発生していないことから、便宜的に200万回とした。一方、作用応力範囲・ $\Delta\sigma$ については、type 1、type 2ではFEM解析から求めた応力範囲、type 3は実測応力範囲とした。それぞれの値より定数を求めると、

$$\begin{aligned} \text{type 1} \quad (\Delta\sigma)^3 \cdot N &= 7.91 \times 10^7 \\ \text{type 2} &= 1.18 \times 10^9 \\ \text{type 3} &= 1.15 \times 10^9 \end{aligned}$$

となる。図-15は、これらの寿命曲線をS-N線図として表したものである。ここでの応力はいずれも応力集中部の局部応力であり、200万回疲労強度でみるとtype 2、type 3の継手は800 kg/cm²であり、type 1の継手はさらに低くなっている。なお、本四設計基準では非調質鋼の場合S-N線図の傾きを-1/4としているが、低応力範囲域で危険側の評価になるように調質鋼と同じ-1/3としている。

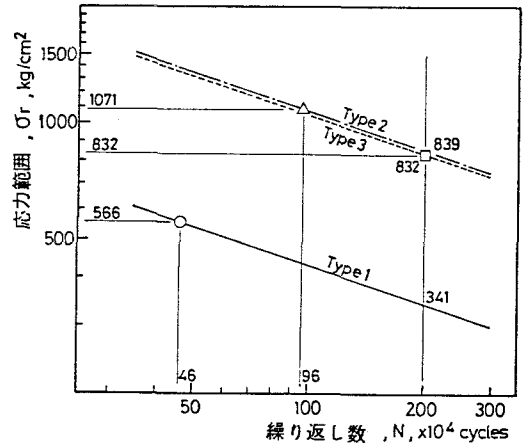


図-15 疲労寿命曲線

5. 実施設計

実大模型の疲労試験を行い、ハンガーブラケット構造についての検討を行ってきたが、試験の結果、斜腹板交差部のブラケット下フランジ

ダイアフラムの下フランジ側縦リブ貫通孔部の回し溶接部

に亀裂が発生した。いずれも、今回のハンガーブラケット構造に起因した、断面急変による応力集中が原因しているものであった。試験体と実橋とのモデルの相違、疲労試験の荷重条件などを詳細に検討して安全性を評

価する必要があるが、ハンガーブラケット下フランジ交差部は補剛桁の中でも最も重要であることから、実施設計については図-16に示すように、ブラケットの取付け位置を変更することとした。この場合、ブラケット下フランジの力を直接箱桁下フランジへ伝達する構造であり、箱桁下フランジの応力集中の緩和が期待できる。さらに、下フランジ側の縦リブについても、溶接歪の低減等の理由からトラフリブに変更している。

図-17に実施設計案について行った床組みFEM解析結果を示す。実施設計案の場合、当然のことながらブラケット下フランジと斜腹板の交差部がなく、この部分の応力集中の心配はない。また、ブラケット・ウェブの力はなめらかにダイアフラムへ伝達されており、全体的に見て

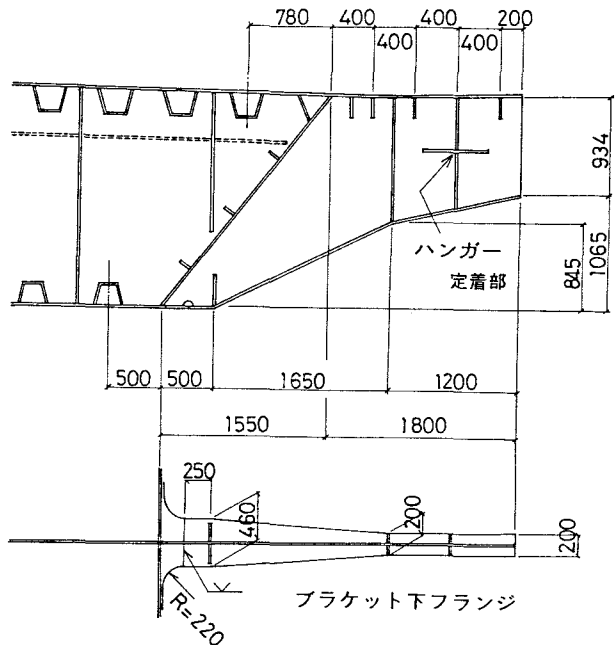


図-16 ハンガーブラケット部の実施設計

応力集中が緩和されていることが判る。図-18には縦リブ切欠部のダイアフラムのせん断応力の分布を示す。基本設計の場合、ブラケット下フランジより下側の部分でのせん断応力の大きな集中が見られるが、実施設計案では、かなり平均化されており、応力の流れの点からは優れている。この場合でも、図-17に示されるように、箱桁下フランジ側トラフリブの切欠部に応力集中が生じており、これが、耐疲労性能に及ぼす影響を検討する必要がある。すなわち、疲労試験は、下フランジ縦リブを平リブとして行っているが、トラフリブの場合もやはり、図-19に示すようにタイプ1、タイプ2と同様な継手となる。したがって、この継手部について、床組みFEM解析での応力により照査する必要がある。

6. 縦リブ継手の疲労安全性の検討

(1) 縦リブ継手部のFEM解析結果

当初、トラフリブの溶接は、ダイアフラムを切り抜いて貫通させるディテールとした。この場合、斜腹板に近いトラフリブ貫通部の箱桁下フランジには大きな面外曲げが生じている。そこで、斜腹板から2番目までについてはダイアフラムを貫通させ、応力集中の緩和が予想される3番目のトラフリブより内側については、トラフリブを貫通させることにした。図-20に、この場合の3番目のトラフリブ回りのFEM解析（実橋モデル）結果を示す。床組みモデルのFEM解析は、ハンガーブラケット間隔12mのモデルについて行っており、荷重条件は、予め橋軸方向36mの格子計算を行い、最も不利になる位置にTT43荷重を載荷した場合と同じ荷重強度となる換算等価L荷重としている。また、type1, type2の継手であるダイアフラム・スカラップ部、およびスカラップ直下の下フランジについては、先の供試体のFEM解析（図-3参照）と同じ要素の大きさとした。

図より、それぞれの継手に相当する位置の最大主応力は、

$$\text{type1} \quad \sigma_{D+L} = 811 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{type2} \quad \sigma_{D+L} = 1293 \text{ kg/cm}^2$$

である。ここで、活荷重の割合は56.4%であり、それぞれの継手の作用応力範囲は、

$$\text{type1} \quad \Delta\sigma = \sigma_L = 457 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{type2} \quad \Delta\sigma = \sigma_L = 729 \text{ kg/cm}^2$$

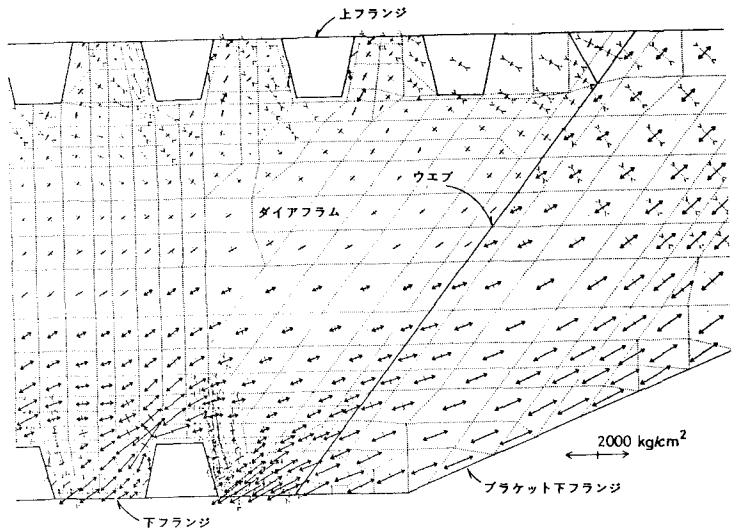


図-17 床組みFEM解析結果

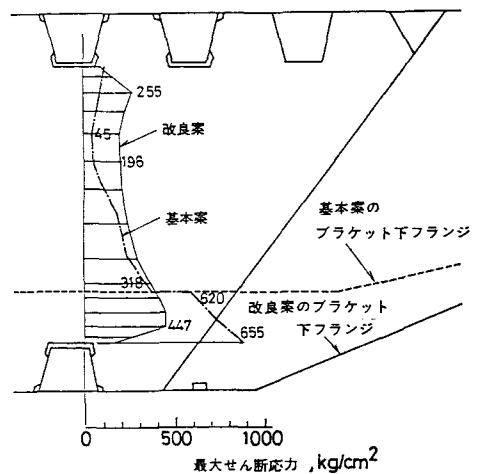


図-18 ダイアフラムのせん断応力分布

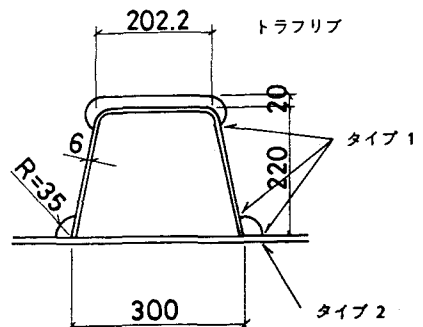


図-19 縦リブの形状

となる。なお、全体系の計算では、この割合は30%程度である。前死荷重によるハンガー張力は床組み計算で正確に評価できるが、活荷重によるハンガー張力は補剛桁の橋軸方向荷重分配効果が大きく、床組み計算では大き目になるものと考えられる。したがって、このような格子計算を基礎として求めた応力で構造詳細を決める場合、安全側の評価になるといえる。一方、このような設計荷重は、終局限界（崩壊）状態を対象に定められているものであり、実際に、しばしば生ずる活荷重の載荷状態との間には大きな差がある。構造詳細の疲労安全性を考える場合、通行車両数、載荷状態、車両重量を考慮して検討する必要がある。

(2) 交通量及び載荷状態

大島大橋の計画交通量を参考にし、供用中100年間の交通量を

日交通量 30,000台/日
大型車両数 200台/日

と仮定する。

表一1には、各種の載荷状態について行った格子計算結果を示す。代表的な値として、斜腹板とデッキとの交点での曲げモーメントで表してある。ケース1は、静的強度計算での載荷ケースであり、 α は、ケース1の全モーメントに対する活荷重モーメントの割合である。大島大橋は完成時には4車線であり、たとえば、各車線にT20荷重が載荷された場合（ケース4）は、その活荷重モーメントの割合は静的強度計算の活荷重の24.7%となり、静的強度計算の半分以下の荷重強度となる。

(3) 疲労安全性の検討

疲労安全性を検討する上で、中型及び普通車による荷重強度は非常に小さいことから、ここでは、大型車両についてのみ検討する。大型車両の日平均通行量は200台であるため、使用期間100年の全通行量は、

$$200\text{台/日} \times 365\text{日/年} \times 100\text{年} = 730\text{万台}$$

である。この車両がすべてT20であり、着目断面に常に4台並ぶとすると、載荷回数は、

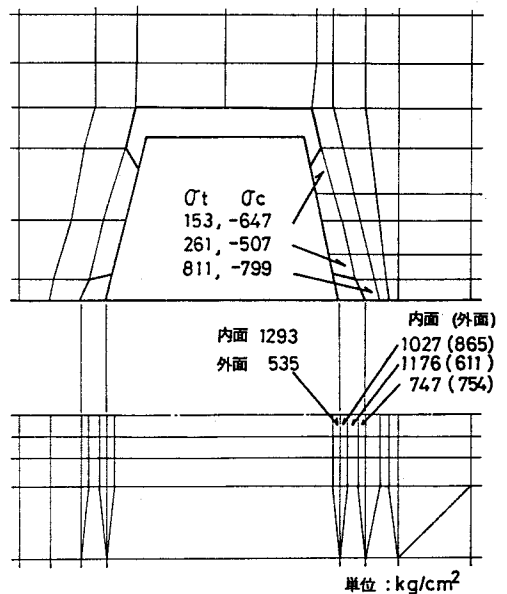
$$730\text{万} / 4 = 182.5\text{万回}$$

となる。この場合の許容応力は図一4、2.2の疲労寿命曲線より、

$$\text{type 1} \quad \sigma_a = 35.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{type 2} \quad \sigma_a = 86.5 \text{ kg/cm}^2$$

である。一方、作用応力は、表一1の $\alpha = 0.247$ （ケース4）を用いると、



図一20 第3トラフ回りの応力

表一1 各種の載荷状態での曲げモーメント

ケース No.	車線数	トラフ荷重 (ton)	活荷重曲げモーメント M_k (t·m)	M_k^2 M_k^2/M_k	α^3 M_k^3/M_k	備考
1 (静的計算)	6	43	101.690	1.0	0.564	
2	6	20	64.990	0.639	0.361	
3	4	43, 20	64.332	0.633	0.357	
4	4	20	44.433	0.437	0.247	
5	1	43	29.745	0.293	0.165	
6	1	43	22.768	0.224	0.126	
7	1	43	13.001	0.128	0.072	
8	1	43	8.031	0.079	0.045	
9	1	20	18.915	0.186	0.105	
10	1	20	13.709	0.135	0.076	
11	1	20	7.437	0.073	0.041	
12	1	20	4.372	0.043	0.024	

*1 衝撃を考慮 ($\beta = 0.276$)

*2 M_k^2 は静的強度計算(ケース1)の値

*3 M_k は死荷重による曲げモーメント

$$\text{type 1} \quad \Delta \sigma = 811 \times 0.247 = 200 \text{ kg/cm}^2 < 351 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{type 2} \quad \Delta \sigma = 1293 \times 0.247 = 319 \text{ kg/cm}^2 < 865 \text{ kg/cm}^2$$

となり、許容応力以下である。実際には、上り線・下り線があり、また、着目ハンガー部の影響線長を考慮すると、常にこのような載荷状態になることはあり得ない。

ここで、

- ・上り線、下り線とも日交通量は各100台
- ・このうち走行車線側70台、追い越し車線側30台
- ・走行速度40km/h
- ・着目ハンガーの影響線長は24m（隣接するハンガー間の距離）
- ・ラッシュ時の2時間に50%の車両が集中する。

と仮定し、載荷確率Pを求めると、

$$\begin{aligned} \text{走行車線 (A, D)} \quad & \frac{24 \text{ m} \times 35 \text{ 台}}{40 \text{ km/h} \times 2 \text{ h}} = 0.0105 \\ P(A) = P(D) = & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{追い越し車線 (B, C)} \quad & \frac{24 \text{ m} \times 15 \text{ 台}}{40 \text{ km/h} \times 2 \text{ h}} = 0.0045 \\ P(B) = P(C) = & \end{aligned}$$

となる。載荷ケースは、着目部に全く車両が載っていない場合も含めて16ケースが考えられる。それぞれのケースの確率P(N)を求めると表-2のようになる。表中の載荷回数は、供用期間中のすべての車両がラッシュ時の割合で載荷されるとして求めた回数である。100年間での通行車両総数730万台のうちほとんどがいずれかの車線に1台のみ載り、四車線に同時に並ぶ回数は0.5回である。これより、先の計算仮定が極めて安全側であることが判る。

7. まとめ

ハンガーブラケット構造詳細の検討を行うため、実大寸法の供試体による静的載荷試験及び疲労試験を実施した。併せて、立体FEM解析を行った。試験の結果、

- ① ブラケット下フランジと箱桁斜腹板交差部の溶接継手
- ② ダイアフラム縦リブ貫通孔の回し溶接部

が構造上の弱点であることが判明した。また、簡易計算ではつかみにくい断面急変部の応力性状をFEM解析によって十分に推定できることが確認できた。

①については、補剛桁の中でも最も重要な継手であることから、実施設計においてはより安全側の立場から、ブラケット下フランジを直接箱桁下フランジと継なく構造に変更した。また、②に関しては、縦リブ詳細の変更もあり、実施設計についてのFEM解析を行い、計画交通量および載荷状態をもとにして、疲労試験から求めた寿命曲線を用いて疲労安全性の確認を行った。以上のことより、実施設計におけるハンガーブラケット構造は疲労に対して安全であると判断できた。

本試験は建設機械化研究所において実施されたものであり、江口保平、谷藤精一、伊藤文夫各位の尽力に深く感謝の意を表する。また、供試体の製作及び試験結果の解析にあたっては清宮昭夫、芦田潮、鬼頭昭吾各位はじめ宮地、横河共同企業体の方々のご協力を得たことを記してお礼申し上げる。

なお、試験結果のまとめに際し、土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会において有益なご意見を頂いた。奥村敏恵委員長、田島二郎埼玉大学教授、ならびに各委員会諸氏に深謝したい。

(1986年10月17日受付)

表-2 載荷ケースおよびその確率

載荷ケース No.	載荷状態	各ケースの 確率 P(n)	載荷回数 n	載荷台数/4線
1		2.2376×10^{-9}	0.5	2
2		2.1039×10^{-7}	51	153
3		4.9389×10^{-7}	120	361
4		4.9389×10^{-7}	120	361
5		2.1039×10^{-7}	51	153
6		4.6543×10^{-5}	11325	22651
7		4.6543×10^{-5}	11325	22651
8		1.0926×10^{-4}	26587	53173
9		1.9827×10^{-5}	4825	9649
10		4.6543×10^{-5}	11325	22650
11		4.6543×10^{-5}	11325	22650
12		1.0296×10^{-2}	2505360	2505360
13		4.3861×10^{-3}	1067284	1067284
14		4.3861×10^{-3}	1067284	1067284
15		1.0296×10^{-2}	2505360	2505360
16		9.7032×10^{-1}	2361110	0
Σ	—	1.00000	2433310	7299742