

2. 参考資料

2.1 現場における非破壊検査の適用

鋼材の亀裂の非破壊による詳細検査手法についての方法と特徴および塗膜による測定精度への影響について付表-1と付表-2に示す。また、米国NCHRPのProject No. 12~15として行われた各非破壊検査の橋梁の現場検査への適用性比較について付表-3に示す。これらの表から鋼材の亀裂の詳細検査は塗装を除去した後に行うことが亀裂の深さや長さの測定精度を向上させ、亀裂の長さの測定については磁粉探傷試験が微小な表面亀裂についても良好に検出が可能である。このようなことから、鋼材の亀裂の詳細検査は塗膜除去後、深さを超音波探傷試験により、また長さを磁粉探傷試験によって行うこととする。

付表-1. 各種非破壊検査の方法と特徴

種類	方法	特徴	塗膜の検出精度への影響
目視試験 (VT)	<ul style="list-style-type: none"> 検査者自身の目により、構造物の状況、変化を外観的に観察する。 	<ul style="list-style-type: none"> その構造物の全体的な判断が可能。 軽微な器具にて検査が行え、作業性に優れる。 内在する欠陥については検出不可能であり、検査結果は検査者の技量に左右されやすく、客観的な検査を必要とされる。 	<ul style="list-style-type: none"> 進展性亀裂の検出の間接手法として塗膜の亀裂検出が考えられ、亀裂がある程度進展した段階ではある程度の誤差をもちながら検出が可能となる。 <p style="text-align: center;">△</p>
浸透探傷試験 (PT)	<ul style="list-style-type: none"> 表面に開口したワレ欠陥などを検出するもので、浸透液を表面上に吹き付け、欠陥部に浸透させ、現像液を用いて欠陥部に残っている浸透液を吸い出させて欠陥の位置・大きさ・形状を調べる。 	<ul style="list-style-type: none"> 軽微な器具で検査が行える。 内在する欠陥については検出不可能。 表面の凹凸がはなはだしい場合は欠陥の判断誤りやすい。 表面に水分が付着している場合には測定が困難である。 	<ul style="list-style-type: none"> 適用性は目視検査と同程度と考えられるが塗装の色が赤色では検出が難しい。 <p style="text-align: center;">△</p>
超音波探傷試験 (UT)	<ul style="list-style-type: none"> 超音波を探触子によって母材表面より伝播させ、その反射波(エコー)をブラウン管上で観測し、欠陥の位置・大きさを検出する。 	<ul style="list-style-type: none"> 高度な判定技術が必要なため熟練技術者を必要とする。 欠陥の状態によっては検出が困難(例えば、止端部では亀裂とアンダーカットの判別が難しい)。 	<ul style="list-style-type: none"> 感度調整に用いる対比試験片に塗膜を施すことにより、基本的な問題はなくなる。ただし、実際の塗膜が浮いているなど劣化している場合には適用が難しくなる。 <p style="text-align: center;">○</p>
渦流探傷試験 (簡易式) (ET)	<ul style="list-style-type: none"> 金属などの導体に交流を流したコイルを近接させ、健全部と欠陥部とのコイルに誘起される電圧、電流の変化を利用して欠陥を検出する。 	<ul style="list-style-type: none"> 軽微な器具で検出が行え、作業性に優れている。 指示の大きさから欠陥の寸法をある程度推定することができる。 材質の変化、形状変化により欠陥指示に影響がある。 亀裂の有無を調べるのに有効である。 	<ul style="list-style-type: none"> 端部の探傷不可範囲は残るが、その他の範囲では適用が可能。 <p style="text-align: center;">○</p>
磁粉探傷試験 (MT)	<ul style="list-style-type: none"> 強磁性体を磁化させ、欠陥漏洩磁場への磁粉の吸着を利用して、欠陥の位置、大きさ、形状を検出する。 	<ul style="list-style-type: none"> 表面および表面近傍の内部欠陥が検出可能である。 表面からはなれた内部欠陥は検出しにくい。 表面の凹凸がはなはだしい場合は欠陥の判断誤りやすい。 作業性がよい。 	<ul style="list-style-type: none"> 塗膜により、検出能力の低下や塗膜自体の亀裂により亀裂の識別性が低下する。 <p style="text-align: center;">○</p>

付表-2. 各種非破壊試験の亀裂検出限界寸法¹⁾

	亀裂検出限界寸法(mm)		寸法推定精度
	塗膜上	塗膜除去後	
目視検査	4.0	8.0	ばらつき大
磁粉探傷試験	(4.0)	2.0	適正(±1mm)
浸透探傷試験	(4.0)	8.0	過小評価
超音波探傷試験	5.0	5.0	過大評価
渦流探傷試験	5.0	5.0	不可

付表-3. 非破壊検査の適用性比較²⁾

G=良好
F=やや良好
P=不良
空欄=適用外

1. 蛍光透過は薄い断面にのみ適用可。
2. ビームが亀裂に平行の場合。
3. 板厚計あり。
4. 検出可能な欠陥寸法は断面の板厚に依存。
5. 欠陥は表面に開口していること。
Our thanks to Krautkramer Ultrasonics, Inc., and Magnaflux Corp. for their help in revising this chart.

		非破壊検査方法の比較																				
		一般				板				溶接部				処理		使用状態						
		微小表面亀裂	深い表面亀裂	内部部亀裂	内部部空洞	板厚変化	治金的変厚	板厚	ラミネーション	孔	内部亀裂/融合不良	スラグ巻き込み/ポロシティ	内部亀裂/融合不良	スラグ巻き込み/ポロシティ	表面亀裂	熱処理割れ	グライディング亀裂	疲労亀裂/熱割れ	応力腐食	ふく	板厚減少	腐食ピット
放射線透過	X線	F	F	G	F	F	G		G	G	G	G	G	P	P		P	F	P	F	G	
	蛍光透視			P	F					G	F	F	F	F							P	P
	ラジウムおよび放射線同位体	F	F	G	F	F	G		G	G	G	G	G	P			P	P	P	F	P	
超音波	接触法	1/4インチ以上、表面直角			G	G	G	F	G	G	G			G			G		G	G	P	
		送受信			G	G	G	P			G			G			G	G	G	G	G	
		斜角	P	G	G	G		P		F	F	G	P	G	F	P	F	P	G			P
	水浸法	表面に直角			G	G	G	F	G	G	G			F								
		斜角	P	G	G	G				F	F	F	F	G	F	G	F	P	G			
		透過法			F	G		F		G		F	F								F	
	共振			P	P	G	P	G	G											G	G	P
	板厚計					G		G	G											G	G	F
共振弾性振動		P				G																
磁粉探傷	AC	湿	G	G					F	F	F		G	G	G	G	G					
		乾	F	G					F	F	F		G	G	G	G	F				P	
	DC	湿	G	G	P				G	F	F		G	G	G	G	G					
		乾	F	G	F	P			G		G	G	G	G	G	G	G	F				P
電磁気法	消電流	F	G			F	G	P			P	P	F	G	F						F	
	磁性解析	P	F	P	P	F	G	F			P	P	P	G	F	F					P	
	漏洩場検出	F	G	F					P	F	F	F	G	G	F	G						
	直流誘導	F	F	P	P	F	P	F	P	P				F	F	F	F	F			F	
浸透探傷	目視探傷剤	F	G						F	P				G	G	G	G				F	
	蛍光探傷剤	G	G						F	P				G	G	G	G				F	

付録－各検査項目毎の詳細検査要領

(1) 鋼材の亀裂

鋼材の亀裂の詳細検査は塗膜の除去後行うこととするが、塗膜の除去方法としては一般に溶剤による方法（化学的処理方法）とカップワイヤなどによる方法（機械的処理方法）がある。しかし、これらの塗膜の除去方法については実際に現地で行う場合それぞれ以下に示すような注意点があるのでこれらに気を付けて除去方法の選択および作業を行う必要がある。

①溶剤による方法（化学的処理方法）

塗膜の除去に用いる溶剤は、衣服を溶かし、目に入ると失明、皮膚に付着するとただれるなど非常に危険なものである。また、塗膜除去後には除去部分残存する溶剤をきれいに除かないと検査後に塗る塗料が完全には付着しない。このようなことから、溶剤による塗膜の除去では、

- ・ 作業下を通行する第3者への溶剤の落下について十分に注意する（自動車についても溶剤により自動車の塗料を剥いでしまう）。養生シートによる養生では溶剤がシートを溶かしてしまうのであまり有効な処理方法ではない。
- ・ 塗膜除去後には、表面および亀裂内に残存する溶剤を完全に除去する。

を考慮して作業しなければならない。

②カップワイヤなどによる方法（機械的処理方法）

カップワイヤなどによる塗膜の除去では除去した塗膜の粉末が亀裂内に入り、それが亀裂の測定精度に影響する。また、塗膜を除去するときにハンマーなどによる打撃を行うと母材である鋼材を傷つけてしまう。このようなことから、カップワイヤなどによる機械的な塗膜の除去では、

- ・ 除去した塗膜の粉末が亀裂内に入った場合にはワイヤブラシなどで粉末を取り除く。
- ・ 打撃による塗膜の除去は行わない。行う場合には、亀裂の発生していると予測される部分を外して打撃するとともに、母材よりも柔らかい材料で作られたハンマーを使用する。また、亀裂部分に対してはカップワイヤやスクレーパなどで塗膜を剥がすこととする。

を考慮して作業しなければならない。

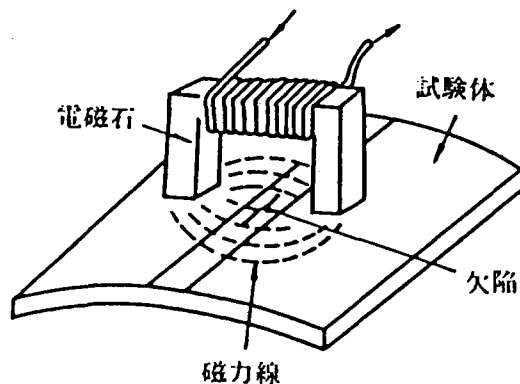
磁粉探傷試験は J I S (J I S G 0 5 6 5 - 1 9 7 4) により付表 - 4 のように分類され、その中でも磁化方法により付表 - 5 のように 7 種類に分類される。一般構造物の現場検査に適用する場合には付図 - 1 に示すように携帯型電磁石により検査個所に局部的に磁場をつくる極間法が最も多く用いられ、本詳細検査においても螢光湿式交流極間法を用いることとする。

付表 - 4 . J I S による分類

試験方法の分類	
分類の条件	分類
磁粉適用に対する磁化の時期	連続法, 残留法
磁粉の種類	けい光磁粉, 非けい光磁粉
磁粉の分散媒	乾式法, 湿式法
磁化電流の種類	直流, 脈流, 衝撃電流, 交流
磁化方法	軸通電法, 直角通電法, プロッド法, 電流貫通法, コイル法, 極間法, 磁束貫通法

付表 - 5 . 磁化方法による分類

磁化方法	符号	備 考
軸通電法	EA	試験品の軸方向に直接電流を流す。
直角通電法	ER	試験品の軸に対して直角な方向に直接電流を流す。
プロッド法	P	試験品の局部に2個の電極(これをプロッドという)を当てて電流を流す。
電流貫通法	B	試験品の穴などに通した導体に電流を流す。
コイル法	C	試験品をコイルの中に入れ、コイルに電流を流す。
極間法	M	試験品又は試験される部位を電磁石又は永久磁石の2極間に置く。
磁束貫通法	I	試験品の穴などに通した磁性体に交番磁束などを与えることによって、試験品に誘導電流を流す。



付図 - 1 . 極間法による磁化方法

今回使用する交流極間法では磁束の分布が表面を一番多く流れ、表面から内に入るにしたがって急激に減少する（交流の表皮効果）ため、表層部の亀裂の検出には有効であるが、内部の欠陥検出は難しい。そのため、本検査では表層部での亀裂長さの検出のために磁粉探傷試験を行うこととする。

磁粉探傷試験の作業の流れは、前処理から始まって、磁化、磁粉の適用、観察で終了する。これらの作業における注意点を以下に示す。

①前処理（表面の清掃、乾燥および脱磁）

- ・ 検査面に油脂、錆および塗料などの付着物が存在する場合、磁粉が亀裂部に供給されなかったり、吸着されなかったりし、また疑似模様（亀裂以外の原因によって現れる磁粉模様）を起こす原因となり、亀裂長さの測定精度を悪くする。

②磁化

- ・ 磁粉探傷試験において亀裂の長さの検出に左右する磁化の状態は、磁束の方向と磁束密度である。そのため、磁束が亀裂になるべく多く遮られる方向および亀裂がある面に平行に電磁石をセットする。

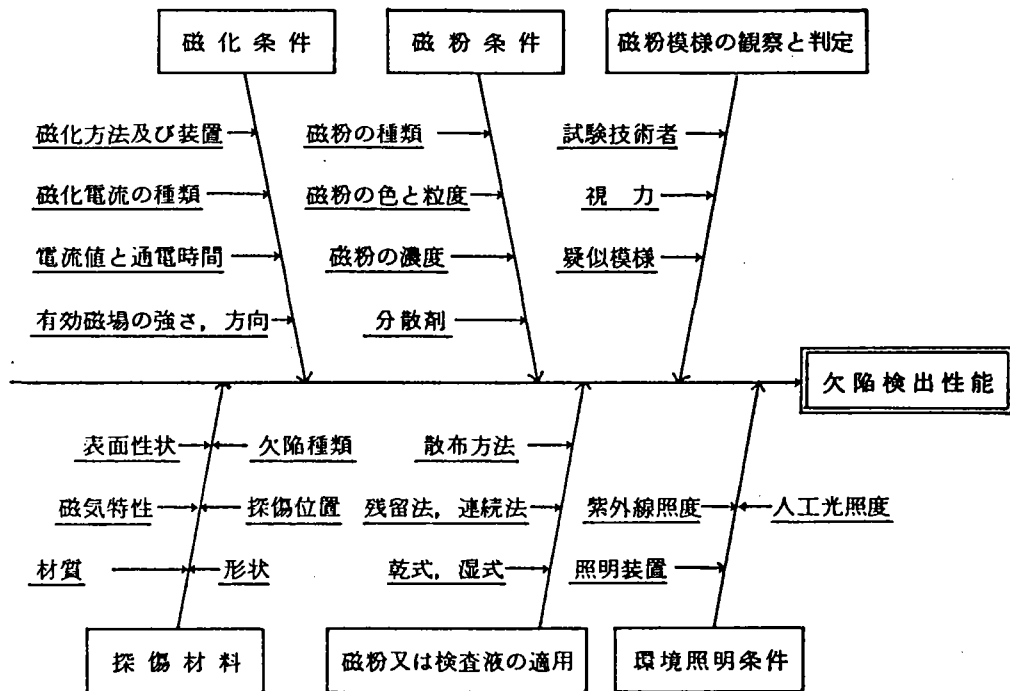
③磁粉の適用

- ・ 磁粉の流動が停止する前に磁化を停止すると、磁粉模様がくずれ、亀裂長さの測定精度などが悪くなる。そのため、磁粉の流動が停止するまでは磁化しておく必要がある。
- ・ 磁化から磁粉の適用が終了するまでの間に検査面に強磁性体（寸法測定に用いるスケールなど）を接触させると磁粉を吸着して疑似模様を生じさせる。これより、磁粉の適用が終了するまで強磁性体を検査面に接触させないように注意しなければならない。

④観察

- ・ 磁粉模様の中には欠陥によるものと欠陥とはことなる原因による疑似模様があるので、検査面や磁化方法などの検査状態を確認し、判断を下さなければならない。

なお、参考として付図－２に磁粉探傷試験における欠陥検出性能に影響を及ぼす因子について示す。



付図-2. 磁粉探傷試験の欠陥検出性能に及ぼす影響因子⁹⁾

(2) 下フランジの腐食

下フランジの腐食は腐食の位置と範囲およびその最大腐食量と平均腐食量について計測する。測定する腐食範囲は塗膜の切れている部分とする。

①腐食の位置と範囲

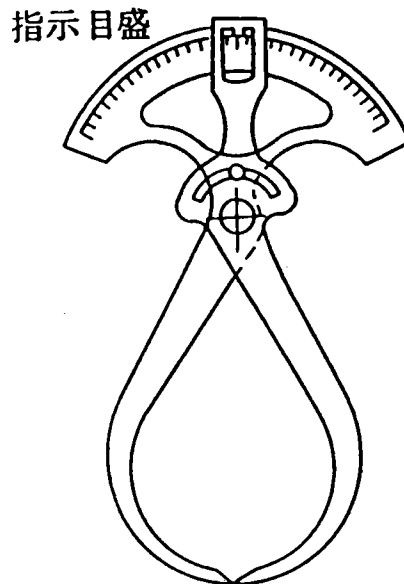
腐食の位置と範囲はスケールを用いて測定する。腐食の位置については最短距離に位置する目標物（中間横桁や対傾構など）からの腐食部までの距離とする。

②腐食量

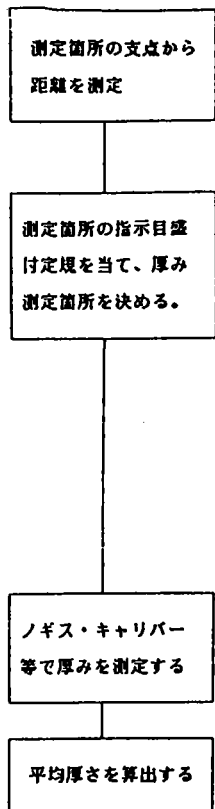
腐食量の測定はノギス・キャリパー、超音波板厚計、ディップスゲージなどを用いて行うこととする。測定個所は30mmピッチとし、1断面当り10点以上とする（「建造物保守管理の標準・同解説、鋼構造物」、財団法人鉄道総合技術研究所、昭和62年）。また、腐食範囲内での最大腐食量と最小腐食量は必ず測定することとする。

また、付図-3にキャリパー、付図-4に測定フロー、付図-5に測定方法、付表-6に記録シートの参考例を示す。

なお、超音波板厚計を使用する場合、表面の凹凸によって測定精度が下がる場合があるので、取扱説明書でその使用範囲を確認して使用しなければならない。

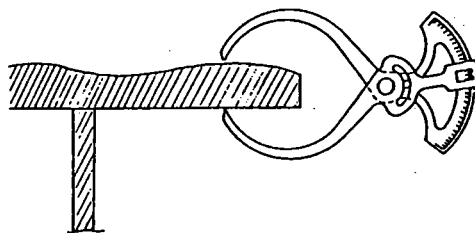
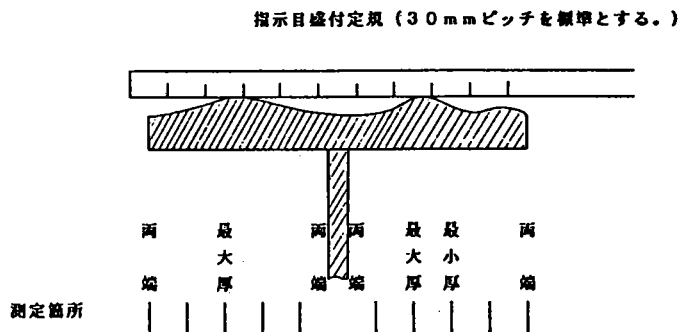


付図-3. キャリパー⁴⁾



厚み測定箇所は30mmピッチを標準とする。
 1断面当り10点以上の測定点を設ける。
 厚さの最大部と最小部（および両端部）
 2枚以上の板で構成されてる場合は各々の両端）は必ず測定する。

付図-4. 測定フロー⁴⁾



付図-5. 測定方法⁴⁾

付表-6. 記録シート

シートのNo.		維持管理 検査結果記録シート	(作成年月日) H3年 月 日	(作成者)
			検出 損傷名: 腐食 損傷No.	

項目	内容	一般図																																																												
一般事項	①橋梁名	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">①</td> <td style="text-align: center;">②</td> <td style="text-align: center;">③</td> <td style="text-align: center;">④</td> <td style="text-align: center;">⑤</td> <td style="text-align: center;">⑥</td> <td style="text-align: center;">⑦</td> <td style="text-align: center;">⑧</td> <td style="text-align: center;">⑨</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">G₁</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">G₂</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">G₃</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">G₄</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">G₅</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center; font-size: small;">(軸線図とし、部位表示のために桁No.格点Noを任意に付す)</p>		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	G ₁										G ₂										G ₃										G ₄										G ₅									
			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨																																																			
	G ₁																																																													
	G ₂																																																													
	G ₃																																																													
	G ₄																																																													
G ₅																																																														
②橋形式																																																														
③管理者																																																														
④設置時期																																																														
⑤供用年数																																																														
⑥最新点検検査時期																																																														

項目	予備検査	詳細検査	備考										
検査の有無	有・無	有・無	○を付す。										
検査時期													
検査範囲			一般図Noで示す。										
検査部位			部位記述。										
検査者													
検査結果													
損傷位置	主桁 の格点 ~ の間	から mの位置	目標物からの距離										
検査結果 詳細検査結果	幅または高さ(cm)		各測定点での厚さ (cm)	平均厚さ (cm)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
(腐食の部位、位置を図および数値により具体的に記録する)													
特記事項													

参考文献

- 1) 深沢誠・大畦久雄・加藤昌彦・三木千寿：非破壊試験による表面疲労亀裂検出に及ぼす塗膜の影響、土木学会論文報告集、第398号、1988.10
- 2) John.W.Fisher 他：Detection and Repair of Fatigue Damage in Welded Highway Bridges, NCHRP Rep.206,1979
- 3) 宮川一男：磁粉探傷及び浸透探傷における欠陥寸法測定限界、鋼構造物の非破壊試験と残存寿命の推定講習会資料、日本技術検査協会、1984.11
- 4) (財)鉄道総合研究所：建造物保守管理の標準・同解説（鋼構造物）、1987.9
- 5) 構造物の信頼性評価技術開発特別委員会：公共構造物の信頼性評価、日本鋼構造協会、1989.5

2. 2 支承部の検査

検査箇所としては、支承本体、付属品、支承と上下部構造との取合部等がある。

1. 検査要領

支承部の検査にあたっては、次の事項に注意するとよい。

- (1) 可動支承の移動状態、破損および部材劣化の有無、ならびに滑動に支障を与えるごみなどの付着状態。
- (2) 固定支承の支承状態および損傷、部材劣化の有無。
- (3) アンカーボルト、セットボルトの変状、破損およびナットのゆるみ状況。
- (4) 支承座コンクリート、充填モルタルのひびわれ及び沈下発生状況。
- (5) 支承の発錆、腐食の状況。

また、支承部の変状は下部構造や基礎の変状、伸縮装置や排水装置の変状および取付け盛土周囲地盤の変状にも影響されるので、これらの箇所の検査も合わせて行うのがよい。

2. 検査の種類

支承の検査は次の3種類がある。

(1) 通常検査

通常検査では、道路の通常巡回を行うのにあわせて、橋梁の検査も実施することを原則とし、主に目視による検査を行うものである。したがって、支承などの橋梁細部にわたり検査することはしない。しかし、支承構造などの異常は橋面変状に注意を払うことにより早期発見も可能である。注意を払うべき項目としては、次のようなものがある。

- ・路面の不等沈下、段違い
- ・車輛通過時の異常音および車上感覚の異常
- ・路面のひびわれ

(2) 定期検査

定期検査は橋梁の保全を図るために定期的に行うものであり、通常検査で確認し得なかった橋梁の細部にわたり、橋面上からの検査だけでなく橋梁下面などからも検査する。

また、支承設置箇所まで行き、工具等を用いてたたき検査も行う。

(3) 異常時点検

異常時点検は、通常点検や定期点検で発見された重大な変状、損傷に対して行うほか、台風・集中豪雨・豪雪・地震・火災等の災害が発生した場合、もしくはそのおそれのある場合に行うものである。とくに支承の場合、地震発生のおとには詳細な点検が必要である。

3. 検査項目

定期検査、異常時検査の検査項目を付表1. 1～付表1. 3に示す。

付表1. 1 線支承

検査箇所		検査項目
上部工との取付部		ソールプレートの変形 ソールプレート溶接部のクラック、割れの発生 円形突起部の損傷（上沓とソールプレートのズレ） ソールプレートと上沓の密着度 上沓セットボルトのゆるみ、抜け落ち
上 沓	本 体 部	曲がり変形 下沓円筒部との接触部のかじり現象
	移 動 制 限 部	曲がり、座屈等の変形、破断
下 沓	本 体 部	円筒支圧部の摩耗 変形、クラック、割れの発生
	移 動 制 限 部	変形、クラック、割れの発生
	アンカーボルト孔周辺部	クラック、割れの発生
ピンチプレート	本 体 部	変形、割れの発生
	回 り 止 め 部	破断（ピンチプレートの回転）
	取 付 ボ ル ト	ゆるみ、脱落、変形、破断
機 能	鉛 直 力 の 伝 達	下沓円筒部と上沓の密着状況
	移 動	移動制限装置の遊間寸法（橋軸方向） 上下沓橋軸直角方向の遊間確認
	回 転	上沓（下フランジ）とピンチプレートの遊間 上下沓接触部の錆、異物の介入
腐 食	部 材 の 腐 食	上沓、下沓、ピンチプレート等の腐食程度（発錆度）
	接 触 部 の 腐 食	上下沓接触部の腐食
下部工との取付部	鋼 製 脚	下沓溶接部のクラック、割れの発生 下沓セットボルトのゆるみ、抜け落ち
	コ ン ク リ ー ト 脚	下沓の据付状況（据付方向、水平度） アンカーボルトの変形、切断 アンカーボルトの付着切れによる抜け出し アンカーボルト用ナットのゆるみ、脱落
下部工支点周辺部 コンクリート脚		充填モルタルのひび割れ、はく離 沓座コンクリートの圧潰、せん断破壊

付表 1. 2 高力黄銅支承板支承

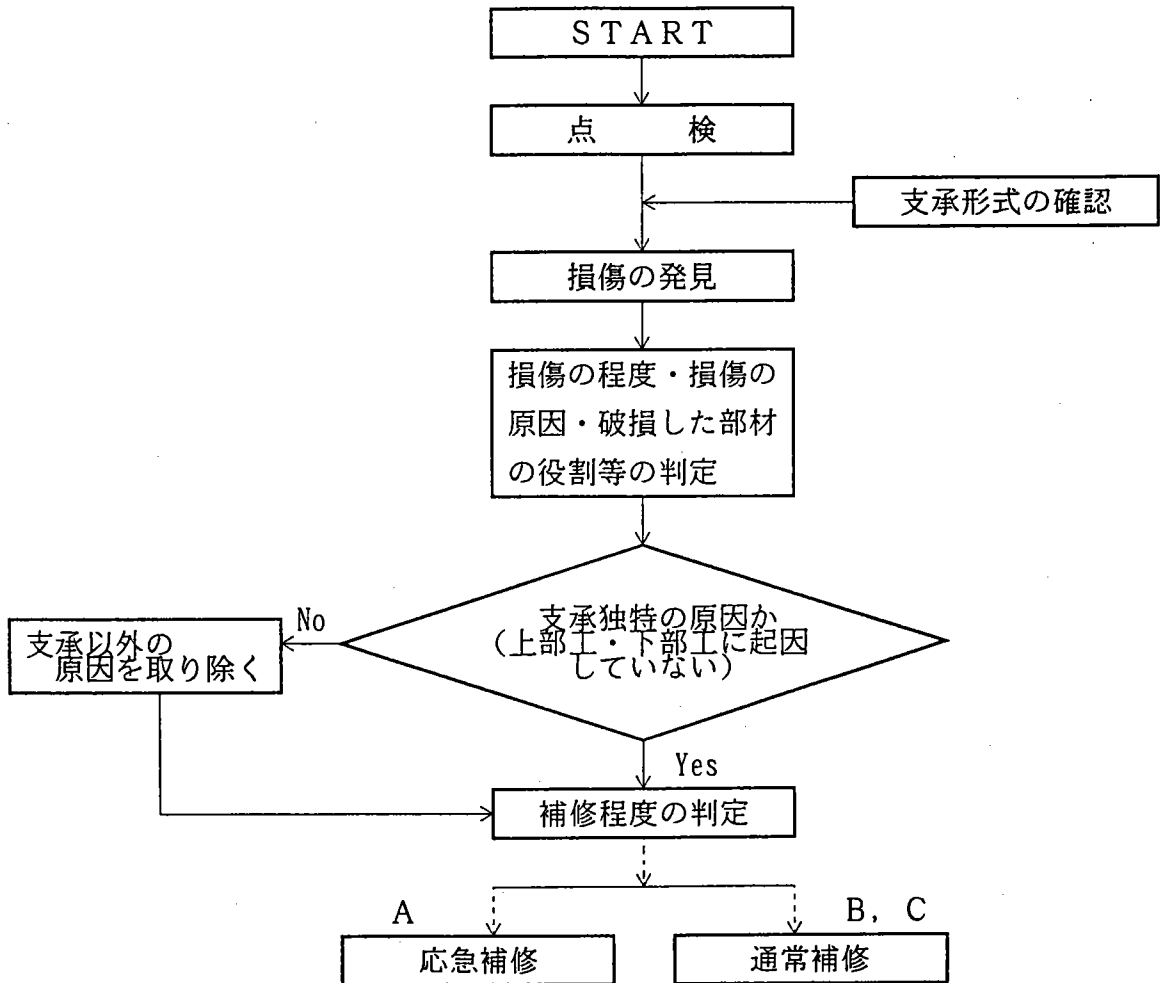
検 査 箇 所		検 査 項 目
上 部 工 と の 取 付 部		ソールプレートの変形 ソールプレート溶接部のクラック，割れの発生 円形突起部の損傷（上沓とソールプレートのズレ） ソールプレートと上沓の密着度 上沓セットボルトのゆるみ，抜け落ち
上 沓	本 体 部	曲がり変形
	支承板との接触面	表面処理（スリットコート，クロムメッキ）のはく離，劣化 ステンレス板の損傷，取付状況
	移 動 制 限 部	曲がり，座屈等の変形，破断
下 沓	本 体 部	変形，クラック，割れの発生
	支承板との接触面	表面処理（スリットコート，クロムメッキ）のはく離，劣化
	移 動 制 限 部	変形，クラック，割れの発生
	アンカーボルト孔周辺部	クラック，割れの発生，座屈
支 承 板	本 体 部	クラック，割れの発生
サイドブロック	本 体 部	変形，クラック，割れの発生
	取 付 ボ ル ト	ゆるみ，脱落，変形，破断
シールリング	本 体 部	拔出し，変形，劣化，破損
機 能	鉛 直 力 の 伝 達	上下沓と支承板（バッキングプレート）の密着状況
	移 動	移動制限装置の遊間寸法（橋軸方向） 上下沓橋軸直角方向の遊間確認
	回 転	上沓とサイドブロックの遊間 上沓と下沓の遊間および錆，異物の介入
腐 食	部 材 の 腐 食	上沓，下沓，支承板，サイドブロック等の 腐食程度（発錆度）
	接 触 部 の 腐 食	支承板（バッキングプレート）接触面の腐食
下部工との取付部	鋼 製 脚	下沓溶接部のクラック，割れの発生 下沓セットボルトのゆるみ，抜け落ち
	コ ン ク リ ー ト 脚	下沓の据付状況（据付方向，水平度） アンカーボルトの変形，切断 アンカーボルトの付着切れによる抜け出し アンカーボルト用ナットのゆるみ，脱落
下 部 工 支 点 周 辺 部 コンクリート脚		充填モルタルのひび割れ，はく離 沓座コンクリートの圧潰，せん断破壊

付表1. 3 ピン支承・ローラー支承

検査箇所		検査項目
上部工との取付部		ソールプレートの変形 ソールプレート溶接部のクラック、割れの発生 円形突起部の損傷（上沓とソールプレートのズレ） ソールプレートと上沓の密着度 上沓セットボルトのゆるみ、抜け落ち
上 沓	本体部 ピンとの接触部 直角方向移動制限突部	曲がり変形、クラック、割れの発生 座屈 座屈、せん断
下 沓	本体部 ピンとの接触部 直角方向移動制限突部 移動制限部 ローラーとの接触面	曲がり変形、クラック、割れの発生 座屈 座屈、せん断 曲がり、座屈等の変形、破断 座屈
底 板	本体部 直角方向移動制限突部 ローラーとの接触面 アンカーボルト孔周辺部	曲がり等の変形 座屈、せん断 座屈 曲がり変形、クラック、割れの発生
サイドブロック	本体部 取付ボルト	曲がり、ツメ部の圧潰、割れ、破断 ゆるみ、脱落、変形、破断
キャップ	本体部	変形、割れ
ピン	軸切欠部 ネジ部・ナット	座屈 座屈、圧潰、破断 ナットのゆるみ、ナットの脱落
ローラー	軸切欠部 連結板取付部	座屈、クラック 座屈、クラック 変形、破断
ローラー枠	連結板 取付ボルト	曲がり、脱落 曲がり、脱落 ゆるみ、脱落、破断
案内板	ソメ部 取付ボルト	曲がり、破断 ゆるみ、破断
機能	鉛直力の伝達 移動 回転	上下沓とピンの接触状況 下沓、底板とローラーの接触状況 移動制限装置の遊間（橋軸方向） ローラーの異常偏心、脱落等の状況確認 下沓、底板の突部とローラー切欠部の遊間確認 上下沓合わせ面間の遊間、錆異物の介入
腐食	部材の腐食 接触部の腐食	上沓、下沓、底板、サイドブロック、キャップ、ピン、ローラーの枠等の腐食程度（発生度） 上下沓とピン及びローラーと下沓、底板の接触部の腐食
下部工との取付部	鋼製脚	下沓（底板）溶接部のクラック、割れの発生 下沓（底板）セットボルトのゆるみ、抜け落ち
	コンクリート脚	下沓（底板）の据付状況（据付方向、水平度） アンカーボルトの変形、切断 アンカーボルトの付着切れによる抜け出し アンカーボルト用ナットのゆるみ、脱落
下部工支点周辺部 コンクリート脚		充填モルタルのひび割れ、はく離 沓座コンクリートの圧潰、せん断破壊

4. 検査手順

検査業務の流れを付図1. 1に示す。



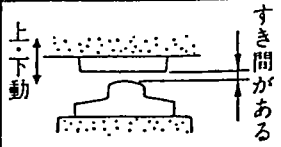
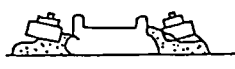


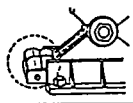

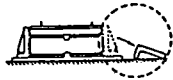
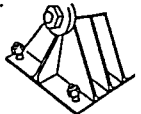
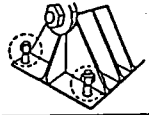
付図1. 1 検査業務の流れ

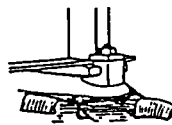
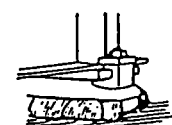
5. 補修判定基準

判定基準の一例を付表1. 4に示す。なお、この例では損傷の大小によりA, B, Cで判定している。

付表1. 4 補修判定基準（道路橋支承便覧）より

部 位	損傷種別	損傷の状況、内容等	判定の目安	備 考	
上部工	上部工橋体	①支承取付け部付近に変形、クラック等	支承可動不可、回転不能、支承部の沈下により支承取付け部付近の主けた、横けた、対傾構、横構などの部材の変形、クラック、ボルト、リベット等の損傷がある、がある。	A	
	けた遊間	①遊間の異状	遊間に異常がある。 鋼製支承の本体部②遊間の異常参照	-	
下部工	下部工橋座	①せん断破壊、圧壊	橋座のせん断破壊、圧壊	A	
		②せん断クラック	沓座部のせん断クラックが大きく、躯体前面まで進行している。	A	
		せん断クラックが発生しているが躯体前面まで達していない。	C		
	支承縁端距離	①縁端距離の不足	縁端距離が10cm以上不足している。	B	
鋼製支承	上部工取付け部（アンカーボルト、セットボルト、ナット）	①破断	取付け用アンカーボルト、セットボルトおよびソールプレート等の溶接部等の破断により、上部工と支承との伝達機構に著しい損傷がある。	A	
		②ナットのゆるみ	取付け用セットボルト等のナットのゆるみ。	C	

部 位	損傷種別	損傷の状況、内容等	判定の 目安	備 考
鋼 製 支 承	本 体 部	①受圧部にすき間 大きな衝撃音の発生。 上沓が浮いている状態で車両通過時に支承が上下動を生ずる。	A B	
		②本体のひびわれ、圧壊 本体の圧壊、ひびわれにより支持機能が果たせない。	A	
		③本体のひびわれ 上下沓にひびわれがあるが機能に支障のない程度。	B or C	
		④支承の傾斜 支承の傾斜により回転が不能、移動拘束、またローラー支承では脱落のおそれやローラー部の不均一な受圧力によりすべり・ころがり部に摩耗が生じている。	B	
		⑤すべり、ころがり部の磨耗逸脱 すべり、ころがり部に磨耗および逸脱があり、移動を拘束する状態となっている。 移動時に異常音が発生する。	B B	
	⑥腐 食	腐食が大きく、重要箇所著しい断面欠損が生じている。	A	
		腐食により回転、移動が不能。	B	
		腐食が生じている。	C	
	⑦遊間の異常 部材間のすき間の異常	遊間がないため、また部材間の接触により移動、回転の機能が果たせない。	B	
		遊間の不足や部材の接触により移動や回転時に余分な抵抗が生じ、機能に支障をきたしている。	C	
	移動制限装置	①破 損 温度変化による移動で上沓が逸脱する恐れがある。 地震時に上沓が逸脱するおそれがある。	A B	
			②部材にき裂 地震時に上沓が逸脱するおそれがある。	B
	浮上り防止装置	①浮上り防止機能の損傷 常時負反力が発生する型式で異常音が発生している。浮上り防止機能が失われている。 その他	B C	
アンカーボルト	①切断および頭部の著しい腐食による断面欠損 水平力・負反力に抵抗できなく、橋梁本体の損傷につながるおそれがある。	A		
	②ナットのゆるみ、付着力の低下 地震時等の上揚力作用時に不均等な荷重状態となる。あるいは上揚力に抵抗できない。	不均等 B or C		

部 位	損傷種別	損傷の状況、内容等	判定の 目 安	備 考	
銅	その他付属物	①防じん装置の 損傷	防じん装置の機能がなく土砂堆積・ 発錆等により移動、回転の機能が 果たせない。	B	
			放置すると上記の現象に至るおそ れがある。	C	
製	台座コンクリート	①台座コンクリ ートの損傷	台座コンクリートにクラックなど の損傷がある。	-	下部工端座参照
支 承	沓座モルタル	①沓座モルタル の損傷	沓座モルタルに著しい空洞あるい は脆弱化がある。	A	 
			沓座モルタルにクラックまたは一 部空洞がある。または沓座モルタ ル高が8cm以上でクラックがある。	B	
			保護モルタルのわれ、またははく 離がある。または沓座モルタル高 が8cm以上である。	C	
沓 座	下部工沓座	①塵芥、土砂な どの堆積、漏 水	機能障害、錆等の他の損傷の発生。	B	伸縮装置の損傷が原因の 場合もある。
				放置すると上記のおそれがある。	

代表的な橋梁塗装規格の調査概要

		②日本道路協会 鋼道路橋塗装便覧(H2)	海洋架橋調査会 長期防錆型塗装系点検要領(案)	日本道路公団 維持修繕要領(S59)	阪神高速道路公団 道路構造物の点検標準(S60)	④鉄道総合技術研究所 鋼構造物塗装設計施工指針(S62)
目視調査	さび	○	○	○	○	○
	ふくれ	○	○	○	○	○
	はがれ	○	○	○	○	○
	われ	○	○	○	○	○
	白亜化	○		○	○	○
	変退色	○	○	○	○	
	汚れ	○	○			
	きず				○	
	漏漚水	○		○	○	
計器による調査	<ul style="list-style-type: none"> ① 変退色調査のうち、塗膜に手が届く場合、色差計や光沢計にて、調査を行う。 ② 付着塩分量測定を行う。 ③ 付着試験を行う。 	<ul style="list-style-type: none"> ① 付着試験として、着盤目(5×5mm)試験を行う。 ② 塗膜の健全性を定量的に評価する塗膜インピーダンス測定を行う。 	<ul style="list-style-type: none"> ① 付着試験として、着盤目(5×5mm)試験を行う。 ② 塗膜の健全性を定量的に評価する塗膜インピーダンス測定を行う。 ③ 付着塩分量測定を行う。 	<ul style="list-style-type: none"> ① 付着試験として、着盤目(5×5mm)試験を行う。 ② 塗膜の健全性を定量的に評価する塗膜インピーダンス測定を行う。 ③ 付着塩分量測定を行う。 	<ul style="list-style-type: none"> ① 付着試験として、着盤目(1×1.2×2.5×5mm)試験を行う(ただし、火災、衝突、地震被害後の調査に用いる。) 	
調査頻度	定期点検と詳細点検がある。 ①定期点検：1回/2年 ②詳細点検：必要に応じて実施	定期点検(概略・詳細)と臨時点検がある。 ①定期点検：概略-2回/年 詳細-1回/年 ②臨時点検：必要に応じて実施	定期点検と臨時点検がある。 ①定期点検：1回/年 ②臨時点検：必要に応じて実施	定期点検と臨時点検がある。 ①定期点検 ②臨時点検：1回/3年	定期点検と不定期点検がある。 ①定期点検：1回/2年 ②不定期点検：必要に応じて実施	
評価方法	定期点検では、塗膜の状態を標準写真等と対比して4段階に評価する。この結果のうち、さびとはがれの4段階評価に基づいて3段階の塗替え時期の必要性を判定する。 計器による調査結果は判定における参考値とする。	さび、われ、ふくれ、はがれについて標準図と対比し、また計器による調査結果を用いて劣化度を2段階に評価を行う。 他のよぐれ、変退色、色むら、漏漚水については参考値とする。	各調査項目の評価は「鋼道路橋塗装便覧」の標準写真と対比して評点にて行う。劣化度の判定は評点の総合で判定する。 着盤目試験など計器による調査結果は参考値とし、評価・判定は目視による外観調査にて行う。	劣化度の判定はさび、はがれおよび変退色の3項目の劣化状態と発生面積にて評定し、それらの評価点の集計にて判定する 計器による調査結果は劣化度を判定する目安にするとともに、他のふくれ、われ等の結果と合わせて、今後の資料とする。	各調査項目の評価は標準写真と対比して評点にて行う。劣化度の判定は評点の総合で行う。 各調査項目における評価では、各部材および構造別にウェイトと換算率を設け、評点を算出する。 また、劣化度の判定方法として判定法P(全体塗替え時期の判定)と判定法Q(部材各所の部分塗替え時期の判定)を用いている。	
備考・その他		本点検要領は、劣化を早期に見出し、全体に拡大しない間に部分補修を繰り返し、長期防錆性能の維持を図ることを基本としている。			劣化度の判定は、比較的腐食条件のゆるやかな一般環境用塗装系(判定法P)と腐食条件が厳しい特殊環境用塗装系(判定法Q)に分かれている。	

2. 4 塗装の調査関連資料

1 塗装の調査と試験方法

塗装系の選定および塗装作業を誤りなく実施しても、年月の経過にともなって塗膜の劣化が進行し、塗装の防錆効果が失われ外観も悪化する。塗膜の劣化程度は塗替え塗装の費用や塗替え塗膜の防錆効果に対して大きな影響を与える。劣化が著しい場合には、素地調整に多大な費用と時間を要し、そのうえ、塗替え以後の塗替え間隔が短くなることが懸念されるので、塗膜の劣化が著しくなる前に塗替えることが望ましい。

また、個々の橋梁はその架設環境や塗装履歴が異なるため、塗膜の寿命も異なるものである。したがって塗替え周期を一律に設定すると適切な塗替え時期を逃したり、十分な素地調整が行えず所定の塗膜性能が得られないことがあり、かえって不経済となる場合がある。こうした理由から、塗膜の防錆効果をできるだけ有利に保持するためには、塗膜点検を定期的に行いその劣化状態を的確に把握して塗替え計画を立てる、合理的な塗膜の維持管理を行うことが重要となる。

(a) 外観の変化

われ(亀裂)、ひび、クレーズ、しわ、ふくれ、膨潤、表面溶解、ピッチング、変色、退色、色むら、くもり、白亜化、液側の汚れ、浮き(コーティング面の剝離)、伸縮、凹凸、そりなどがある。参考のため3にJISの外観変化の評価等級を示す。

(b) 重量、容積、形状の変化

環境剤の収着量が増加、収着量の大きいときは膨潤状態になり容積や形状変化が大きくなる。環境剤により高分子あるいは充填材が容出する場合、また加熱による成分の分解、蒸発する場合の重量減少。このように重量変化の測定は高分子の劣化のインデックスとなりうる。

(c) 機械的性質の変化

化学的劣化により、引張強さ、破断伸び、弾性係数、硬さ、衝撃値などの機械的性質が変化する。このことから機械的性質を測定することにより劣化の程度を知ることができる。

(d) 物理的性質の変化

電気抵抗、 $\tan\delta$ 、静電容量、インピーダンスなどの電氣的性質、耐熱度、2次転移点などの熱的性質、光透過率、屈折率などの光学的性質などが変化する。

2 鋼橋の塗膜調査

JSS

日本鋼構造協会指針

IV 03-1982

鋼橋塗膜調査

Manual for the Investigation of Paint Films
on Steel Bridges

目次

1. まえがき
2. 調査の一般事項
 - 2.1 調査手順
 - 2.2 事前調査
 - 2.3 調査項目の選択
 - 2.4 目視調査
 - 2.5 計器による調査と塗膜汚染物質の調査
 - 2.6 写真撮影
 - 2.7 調査時の安全対策
 - 2.8 調査箇所の後処理
3. 調査方法
 - 3.1 調査位置
 - (1) 目視調査
 - (2) 計器による調査と塗膜汚染物質の採取
 - 3.2 調査記録様式
 - 3.3 目視調査
 - 3.3.1 さび
 - 3.3.2 ふくれ
 - 3.3.3 われ
 - 3.3.4 はがれ
 - 3.3.5 白亜化
 - 3.3.6 変退色
 - 3.3.7 汚れ
 - 3.3.8 その他(ちぢみ、しわ、塗膜消耗等)
 - 3.4 計器による調査
 - 3.4.1 光沢測定
 - 3.4.2 塗膜インピーダンス測定
 - 3.4.3 付着試験(テープ、トルク、引張り)
 - 3.4.4 膜厚測定
 - 3.5 塗膜汚染物質とさびの分析
 - 3.5.1 塗膜汚染物質の分析
 - 3.5.2 塩分の簡易分析
 - 3.5.3 さびの分析
 - 3.6 写真撮影
- 付-1 鋼橋の構造と部材名称
- 付-2 評価基準の抜粋

塗膜評価に関する代表的な規格

項目 \ 規格名	ISO	ASTM	DIN	** BS	*** 日本塗料検査協会
一般的原則と分類	4628/1-1982 (E)		5	3900 Part H 1(1983)	
ふくれの程度	4628/2-1982 (E)	D 714-56(1981)	53209(1970)	3900 Part H 2(1983)	○
さびの程度	4628/3-1982 (E)	D 610-68(1981)	53210(1978)	3900 Part H 3(1983)	○
われの程度	4628/4-1982 (E)	D 660-44(1981) D 661-44(1981)	* DIN ISO 4628 Teil 4	3900 Part H 4(1983)	○
はがれの程度	4628/5-1982 (E)	D 772-47(1981)	* DIN ISO 4628 Teil 5	3900 Part H 5(1983)	○
白亜化の程度		D 659-80	53223(1973)		○
エロージョンの程度		D 662-44(1981)			
付着性試験	4624-1978 (E)	D 3359-78	DIN ISO 4624		

* ISO に整合させた原案を審議中。

** ISO に整合させている。

*** 「塗膜の評価基準」(1970)の評価項目。

代表的な橋梁の塗膜調査規格の概要

規格名	作成者	主たる目的	調査方法	特徴・備考
鋼道路橋塗装便覧 (昭和52年2月)	日本道路協会	○塗替え時の 下地処理工法 の判定	○目視による外観調査 ○評価は標準写真*と対照 ○劣化程度の判定は、見本写真**と評価結果を比較して行う。	○劣化程度は3段階に分類。劣化程度は塗替え時の下地処理程度の基準となる。 ○建設省・地方自治体の橋梁で使われる。 ○目下、改定案を審議中。
維持修繕要領 (昭和59年4月)	日本道路公団	○維持管理 ○塗替え時の 下地処理工法 の判定	○目視による外観調査 ○調査箇所は、部材ごと指定 ○評価は標準写真**と対照し評点で表示 ○劣化程度は評点の総合で判定。 ○参考調査項目に ゴバン目試験 塗膜の電気抵抗測定がある。	○評点は部材及び劣化現象ごとに重み付けをしている。 ○劣化程度は4段階に分類。劣化程度は塗替え時の下地処理程度の基準となる。 ○調査頻度は3年毎
鉄けた塗装工事設計施工指針(案) (昭和56年3月)	日本国有鉄道	維持管理	○目視による外観調査 ○調査箇所は各部材ごと ○評価は標準写真***と対照し評点で表示。 ○劣化程度は評点の総合で判定。	○評点は部材および劣化現象ごとに重み付けをしている。 ○劣化程度は4段階に分類。分類ごとに塗替えの緊急度を規定している。 ○劣化度の判定は一般環境用塗装系と特殊環境用塗装系(重防食塗装仕様)に分かれている。

* 「塗膜の評価基準-1970」日本塗料検査協会

** 「塗膜劣化度および素地調整程度見本」便覧の別冊資料

*** 「塗膜劣化状態およびケレン程度見本帳」日本国有鉄道

5 塗膜の付着塩分量測定方法

付着塩分量測定方法

1. 試料採取要領

- (1) 測定箇所を正確に測り、マスキングテープなどにより仕切る（測定箇所面積は、通常 0.25m^2 ）。
- (2) 精製水で十分洗浄したビニル手袋あるいはポリエチレン手袋をする。
- (3) 精製水で十分洗浄したビーカーに精製水 100ml を入れる。
- (4) 適当な大きさのガーゼを精製水で湿潤させる。
- (5) (4)の湿潤ガーゼで測定箇所面を縦横十分に拭く。この時、測定面以外に水がたれないよう注意する。
- (6) 拭ったガーゼを精製水の入ったビーカーに入れる。
- (7) (5)と(6)の操作を3回繰り返す。
- (8) ビニル手袋を 50ml の精製水でよく洗い、ビーカーの 100ml に加える。

2. 塩分の測定方法

- (1) ビーカー中の精製水が著しく汚染されている場合は汙過する。汚染が著しくない場合はそのまま測定をする。
- (2) 塩素イオン検知管（以下検知管という）の両端をヤスリで切り、検知管に付いている目盛り数値の小さい方を下にして、ビーカーの精製水中に入れる。
- (3) 液が検知管の上端まで浸透したならば、検知管を引き上げ、変色層（塩素イオンがあれば検知管内に白色の変色層ができる）の先端の目盛りを読みとり塩素イオン濃度（ppm）を測定する。
- (4) 測定箇所面積（ m^2 ）、液の体積（ ml ）、塩素イオン濃度（Cl, ppm= mg/ml ）とから付着塩分量（NaCl mg/m^2 ）を算出する。

測定箇所面積が 0.25m^2 、液の体積が 150ml 、塩素イオン濃度がppmの場合、塩素イオン濃度の値は付着塩分量の値と同じになる。

2.5 鋼橋の健全度評価手法

阿部 允 財団法人鉄道総合技術研究所鋼構造研究室

鋼橋の健全度評価手法

目 次

1. まえがき	376
2. 鋼橋における変状の種類	378
3. 鋼橋の健全度評価	380
4. 損傷度	382
5. 健全性（主に耐力、耐久性）	398
6. 使用性（主に走行性）	419
7. 維持管理における評価診断の事例	419

鋼橋の健全度評価手法

1. まえがき

鉄が橋梁用として用いられるようになってからすでに200年以上経過している。わが国では1869年に製作された道路橋の吉田橋やくろがね橋が最初のものであり、すでに125年になろうとしている。鉄道橋では1873年に製作され、その後、道路橋に転用されている70ftの3主構複線ポニーワーレントラス（東海道線の十三川橋梁用に製作、その後道路橋の新淀川橋梁、浜中津橋梁等に転用されたといわれている）が最初のものであり、それ以後、多くの鉄桁が架設されはじめた。現存しているものとしては、JR線における最上川橋梁（左沢線、長井線）、箱根登山鉄道における早川橋梁などがあり、これらは1885～6年に製作されたものであるが、105年を経た現在でも現役で活躍している。

一方、新しいものでは昭和30年代に入ってから、東京オリンピック（昭和39年、1964年）を目指して集中的にインフラ投資が進み、溶接構造や高力ボルト構造など、より合理的構造や効率的施工を目標にした技術がどんどん導入されはじめた。

その後、さらに高張鋼などの導入によって、本州四国連絡橋に代表される長大橋梁が実現されるに至っている。

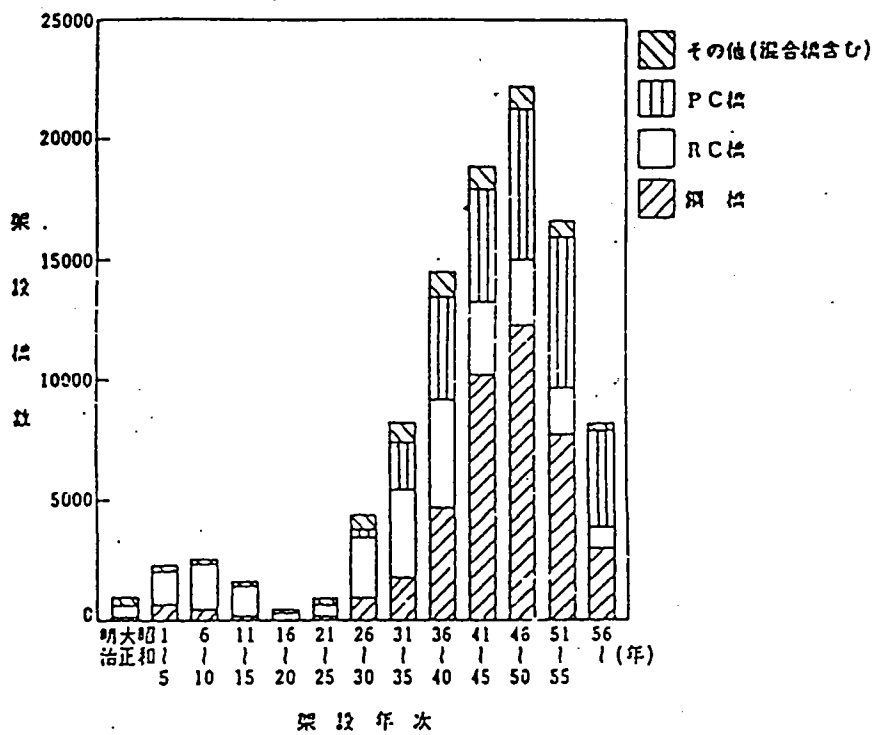
このように、現存する橋梁には、古いものから新しいものまで、いろいろな時代に種々の鋼材や、種々の設計思想または製作手法に基づいて架けられたものが蓄積されており、厳しい条件下で供用されつづけている。

図-1.1には、最近の道路橋²⁾ および鉄道橋の経年別数量をグラフ化して示した。図から判るように、これらの平均年齢は道路橋で30年、また、鉄道橋では現行の設計の疲労条項で想定している耐用期間60年を超えようとしている。

このような状況にある既設構造物を、いかに合理的に維持管理し、また活用していくかは今後の重要な課題となっている。

そのためには、構造物の状況をより定量的に、かつ容易に把握できるような情報システムを構築すると同時に、今まで培われてきた実績ある維持管理手法をさらに発展させるための新しい技術や手法の導入を図り、鋼橋に対するニーズにマッチした新しい健全度診断手法を確立することが望まれる。

ここでは、今後の維持管理を考える上で、その基本的要素となる健全度の評価手法についてその概要を示す。鋼橋については道路橋であれ、鉄道橋であれ基本的手法にはとくに大きな違いはなく、ここでは事例として主に鉄道橋の例を取り上げながら、鋼橋として共通に用いられる健全度評価手法について示す。



出典：「道路統計年報MT」S60. 4. 1現在

道路橋

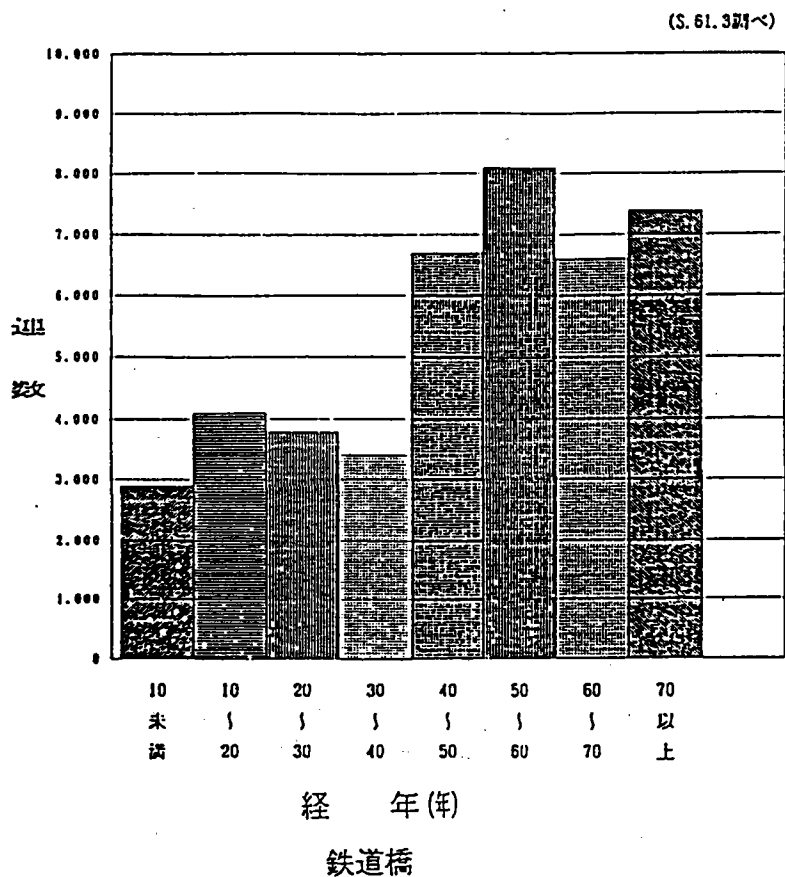


図-1.1 鋼橋の経年別数量

2. 鋼橋における変状の種類

評価手法について述べる前に、鋼橋の現状や問題点を変状の面から考えてみる。構造物は供用中に、当初確保されていた性能が十分果たせなくなることがある。これを「変状」と考えれば、鋼橋において変状として考えられるものには次の種類がある。

- ① 劣化および損耗
- ② 損傷
- ③ 機能の低下
- ④ 事故・災害による突発的な被害

以下、これらについての具体的事例と対応について示す。

2. 1 劣化および損耗

供用中の構造物では、設計当初から耐用期間中に性能が低下することを考慮に入れている変状があり、その代表的なものとして「劣化および損耗」がある。これらの変状は、設計当初から想定していたものであり、何度となく供用中に適切な手当をしていくことを前提としたものである。この変状に該当する例として以下のものがある。

- ① 塗膜の劣化
- ② 腐食および摩耗
- ③ 可動部潤滑材の劣化
- ④ ゴム板（支承部）等の劣化
- ⑤ 漏水、滞水等の排水不良

この種の変状に対する手当では、その状況に合わせて、定常的予算計画の中で保守管理されるべきものである。

2. 2 損傷

通常の条件下で使用されるうちに、何らかの原因によって、通常考えられる経年劣化の程度を超え、日常の手入れでは及ばなくなった異常もしくは性能低下するものがある。これを「損傷」と考えることにすると、鋼橋における損傷には主に以下のものがあげられる。

- ① ボルトやリベットの弛みや脱落
- ② 部材の変形や座屈
- ③ 疲労によるき裂
- ④ シュー座モルタルの破損
- ⑤ 局所的な腐食による断面欠損や割れ

この種の変状が発生するには必ず何らかの原因があり、これを究明することは、対策をたてる上で重要なポイントとなる。原因のなかには製作・施工上の品質に影響される「材料や部材自身の強度」や繰返し荷重、異常変位など「外力や変位に起因する荷重」に関する「直接的原因」となるものの他、「設計や施工上の配慮不足」に代表される「間接的原因」もある。

しかし、一般には「損傷」の発生がただ一つの原因によって起こることはまれで、通常は直接的原因や間接的原因が相乗し、競合したために起こるものがほとんどである。

このような損傷の原因となるものについては普段から排除、もしくはカバーするように考えられている。しかしながら、例えば、「外力」の面では、多かれ少なかれ生ずる偏心載荷や面外変形などに伴う曲げ力によるものの他、部材の連結部に生ずる変位差などの相互作用、また、振動に起因する動的な負荷など、設計時には想定しにくいが実際面で避けられない力の作用が考えられる。一方、「強度」の面でも溶接欠陥や仕上げの過不足の他、製作や組立を容易にするため避けにくい切欠き（スカーラップ）など、実務的にはある程度許容しなければならない強度低下要因も多くある。変状は、このような要因がいくつか競合するところに、さらにその影響を拡大する何らかの影響が加わった時に発生するケースが多い。

このような変状の原因となるものに対しては、供用前に全てを除ききれるものではないし、むしろ、除くことが必ずしも合理的とはいえない面も多い。従って、これらについては、維持管理において対応するのが合理的と考えられる。すなわち、供用後の定期もしくは不定期な検査によって構造物の性状を十分把握し、適切な処置をタイミングよくとっていくことによって、事故を未然に防止するとともに、より合理的な投資計画をたてていくことが維持管理の役割ともいえる。

いずれにしても現れた「損傷」に対しては、対策をすることが前提となる。従って、損傷に対する評価は、「いつ」、「どんな方法で」対策をするかについて行われる。

2. 3 機能の低下

構造物の継手や部材、もしくは構造全体として、要求もしくは期待されている機能が、供用中に十分果たせなくなることがある。これを強度の低下と同様に一種の性能の低下と考えることができる。

主なものとして次のものがある。

- ① 老朽化やいくつかの変状の相乗効果に起因するたわみや横揺れの増大
- ② 主要部材や構造全体の固有振動数の急激な変化
- ③ 支点の高さの不整や構造物の部材の変形や変位による車両走行への支障
- ④ 可動シューや伸縮装置等可動部の可動不良
- ⑤ 軌道締結装置の締結力の低下
- ⑥ 異常振動や異常音の発生

これ以外にも、その橋梁において元々要求されていなかった機能（例えば対高速性等）を、ある時点から新しく要求された場合の「機能不足」等は、構造物における「機能の低下」としての「変状」ではないが、後述する「健全度」の要因である「使用性」の面から「性能不足」としてその程度を評価することができる。これらについては、要求性能に対する構造物の対応性という相対的な関係から評価し、対応策を考えて行くことになる。

2. 4 事故・災害による突発的な被害

構造物が供用中に地震・洪水・火災・自動車や落石もしくは流木等の衝突および人為的破壊工作等によって、突発的に損害を受けることがある。

この場合、まず、運転規制など車両の運転に対する安全の確保という面から措置方法の判断が必要となる。

このような場合、措置方法を適切に判断していくためには、路線や線路の線形の確保

(軌道の確保)の状態、走行車両の重量や速度に対する安全性の他、ボルトやリベットの弛みや破断、引張部材に先じたき裂、圧縮部材に生じた変形、支点の異状、火災の場合の受熱状況など強度面で致命的となるものの実態の把握が重要になる。従って、これらについては事故・災害時の検査の着目点として事前に書式化して災害時に確認し易くしておく配慮も必要である。

その他、事故・災害時には、構造物の健全度の把握が十分に出来なかったり、ある時点まで調査すら出来ない場合もあるため、取り合えずの処置として、走行規制もしくは使用制限する場合も多々ある。しかし、その場合は必ず解除の方法や判断基準について前もって考えておく必要がある。

また、対策の面でも、取り合えず復旧するための応急対策がとられるわけであるが、その場合でも、出来るだけ、その後行われる本対策に大きく支障を来すことだけは避けられるように配慮すべきである。

いずれにしても、事故・災害による被害の場合は、構造物のより正確な状況把握が重要なポイントになる。

3. 鋼橋の健全度評価

蓄積されつつある膨大な既設構造物に対し、老朽構造物の増大、供用条件の高度化など既設構造物を取り巻く条件が日増しに厳しくなってくると、それに合わせて従来の維持管理手法をさらに発展させていく必要がある。たとえば、輸送量増大に伴う「累積疲労」の問題、老朽化に伴う「耐荷力不足」や「腐食・磨耗」の問題、速度向上に伴う「走行性」や「振動」の問題など、従来の評価にはあまり見られなかった分野に対する定量的評価が重要な要件になりつつある。

これらの要件を満たすためには、従来から行ってきた健全度評価手法の中身をもう一度分析し直して、より定量的な診断が出来る手法を確立していく必要がある。

今まで行ってきた評価手法を、より定量的なものにするためには、下記に示す項目が判断の要因として影響してくる。

- ① 損傷度 (変状の悪影響の度合い)
- ② 健全性 (耐力・耐久性等強度上の安全性の度合い)
- ③ 使用性 (走行性・機能性)

従来は、定量的な診断に対するニーズが今程高くなく、むしろ扱いが容易となることに重点がおかれたため、評価項目は各要因を集約し、1つにまとめたものとして評価判定するケースが多かった。そのために、これらの項目のそれぞれについての評価方法は明文化されておらず、多くの場合、健全度評価は、主に、現れた変状そのものに重点を置いて評価されるのが優先された。従って、その変状の評価結果は損傷の評価としては正しくても、それが部材や構造物全体の健全度にどの程度影響するのかについては明確に整理出来ない場合が多く、いつも議論となるところであった。

また、主に表面に現れた損傷等の変状に着目するため、変状の程度がその時点で大きければ、それが容易に、また比較的短期間で直るものであっても厳しい評価となる反面、主要部材に溶接で取りつく二次部材からの疲労損傷のように除々に進行し、ある時点から急速に進展して、これが構造全体の健全度を著しく低下させるものであっても、その時点で

は兆候程度しか現れていなければ、緩やかな、すなわち実態より危険側の判定を下されることもあった。また、後追いの対応で維持管理を進めた場合、計画的予算措置や将来の予防・保全的な対策を講ずるのに不利になる面もあった。

そこで、健全度の要因を、前述した3つに分解し、部材に関係なく損傷として現れたものを損傷度で表し、また、構造全体の性能（主に強度面からみた安全性の度合い）に関するものを「健全性」、さらに、要求される使用機能に対する性能を「使用性」として分離して評価することによって、このような問題を解消しようと考えた。また、このことによって、兆候しか現れていない変状や、もともとの機能がこれから要求しようとする機能よりも低い場合などの評価も可能になってくる。

いずれにしても健全度評価を行う目的は、構造物の状態をより正確に、また、構造物が果たすべき役割に対する適応性能を的確に把握して、適切なタイミングで対策をとりながら合理的に維持管理しようとするところにある。この意味から、構造物の評価では常に、構造物の維持すべき「性能」を意識しておく必要がある。以下に、これらについて、構造物の劣化曲線図を用いてもう少し詳しく説明を加えてみる。

構造物は経年とともに、除々に劣化してその性能は低下するが、「健全度」の評価はこのこともある程度考えに入れて行うのが合理的である。

例えば、「損傷」とは通常の経年劣化以上に急激に性能の低下する現象であり、その度合いによって、とるべき措置に差が出てくる。

図-3.1は構造物の性能の時系列的変化を説明するために仮定した劣化曲線（劣化曲線は腐食に対するものや疲労に対するものなど着目する変状項目に対してそれぞれ設定される）で縦軸に「性能」、横軸に「経年」を示している。

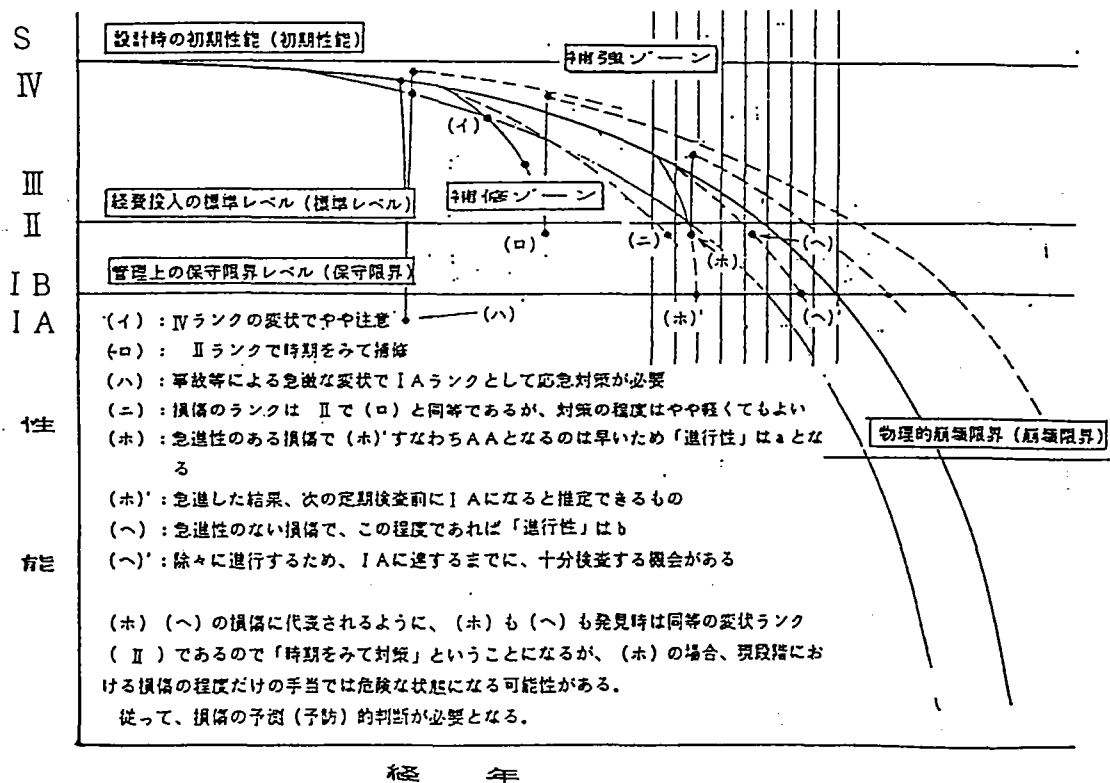


図-3.1 構造物の性能と経時変化

また、この線図には「設計時の初期性能レベル」、また、主に、構造物の安全性を合理

的に確保していく上で、管理上最適な投資時期と考えられる、いわゆる保守管理上の対策が必要となる限界ともいうべき「管理上の保守限界レベル」、および構造物の破壊等、構造物が物理的にその機能を失う「物理的限界レベル」を示す。

また、図に示す「管理上の保守限界」と「物理的限界」の比が、「安全率」もしくは「余裕度」と考えることもできる。

その他、損傷に対する経費の投入の面から考えると、膨大な数の構造物を全て「管理上の保守限界」に達してから補修していくことは必ずしも合理的でなく、一般には、経済性も考慮して投資の平準化が図られる。そして、その時期は、一般に「管理上の保守限界」より早期であり、この図では、これを「経費投入の標準レベル」として示すことにした。

その他、この図には定期検査のインターバルを縦線で示してある、これらは損傷の進行性に対する評価（措置方法や対策の緊急性の判断など）に用いられるものである。

従来、損傷に対する評価のランク付けは、図中の左端に示す保持する性能に対するランキング区分によっている。これをベースにしている点では、ここで示した方法も変わりはない。しかし、ここでは、実構造物では無視出来ない時間的変化もある程度加味して、経年劣化した橋梁に期待される性能（例えば、補修や補強で期待する性能のレベル）の目安を考えられるようにした。さらに、種々の要因に対する影響の度合い（例えば、進行性等）の評価を行えるようにしている。

以下に、この考えを踏まえ、それぞれの評価方法について示す。

4. 損傷度

4. 1. 損傷度とその評価要因

鋼橋に発生する損傷のパターンには、次の2通りがありこれらは損傷度に関する健全度評価として判定が行われる。

- ① シュー座の破損や疲労き裂などに代表される「外」に現れた損傷（目視で確認できるもの）
- ② 累積疲労に代表される内在的損傷（目視検査では発見しにくい、兆候としては症状が出ている。）

従来、対策を必要とする損傷のパターンは主に、①の場合が一般的であった。

しかし、外見には現れなくても、一端、表面に現れると急進して、構造物に重大な影響を与える、いわゆる「進行性」の早い種類の損傷もあり、その中には①より対策をとることが難しくなるものもある。従って、この種の損傷に対しては内在的兆候（累積疲労など）のうちに検知して対処していくことが有効になる。そして、これはあたかも、人間でいう健康診断に相当するもので、予防・保全に結びつき、構造物の延命化を実現する決め手となるものである。

このように、損傷には既に表面に現れ目視でも発見できるものと、内在的な兆候が現れた時点でキャッチしなければ、表面に現れてからでは急進して対策が手遅れになるものがあり、いずれの場合も、発生した損傷に対しては何らかの対策をすることが前提となる。

従って、このような損傷に対するものについては「いつ」、「どんな方法で」対策するかが評価の目的となる。

具体的には、「いつ」、については措置の緊急性について評価される。また、「どんな

対策」については原因の究明と構造物の重要度が主な判断要因として検討されることになる。

このための健全度の評価、いわゆる「損傷度」の評価は、以下に示す項目に対し、表4.2、表4.3 および表4.4 に示す評価表を用いて表4.1 に示す判定区分が判断される。

- ① 進行性
- ② 冗長性
- ③ 変状が与える影響（変状の重要度）

なお、ここでいう「進行性」と「冗長性」および「変状が与える影響」は次に示すものをいう。

（1）損傷の進行性

これは、発見された損傷が何時、その部材の機能が失われる状態になるか。これは主要部材に限らず、ラテラル等の2次部材であっても同じで、例えばき裂が発見された時、何時その部材が破断等によって機能を失う状態になるか、そして、それが通常の検査で発見し、適切な処置をとっていく余裕のある早さで進行するか否かの評価がこれにあたる。

この項目は、従来から判定の要因としてきた「変状の種類」「発生した位置」、「量」、「交通量」などを加味したものである。

（2）冗長性（じょうちょうせい）

これはあまり聞きなれない言葉かもしれないが、英語では Redundancy と言い、“構造物が損傷によって崩壊もしくは、機能を失うに至らないための能力の有無や大きさ”を表す尺度と言うこともできる。すなわち構造物の冗長性は、今発見された損傷が進展して破断状態に達した時、構造物全体としての崩壊等、構造物としての機能を失う状態になるかどうかを評価するものである。我々が絶対に防がなければ成らない損傷はこれである。

従来の「部材の重要度」、「部材の強度に与える影響」や「列車の走行安全性」等を反映したものである。

「進行性」および「冗長性」に対する具体的なランク付けは、表4.3に示し、これらを組み合わせた判定区分を表4.2に示す。

（3）変状が与える影響

（1）、（2）の評価以外に、いったん変状が発生すると、そのことによっていろいろの方面に種々の影響をもたらすことがある。

その影響の度合いが大きく、そのために、出来るだけ早期に対応すべきものを（1）、（2）で評価した結果に重みをつけられるようにするために設けたのがこの項目である。なお、ここであげた項目は、今まで行われてきた予算投入の順位づけの実績を重視して決めたものである。

- ① その変状が2次的に他の変状を誘発する原因となるもの。
- ② 対象とする構造物中で、発見された変状箇所と同条件のものが非常に多くあり、変状が一箇所のみにとどまらないもの、かつ、発生箇所が特定できないもの。
ex. 縦ビード、ガセット部の損傷等
- ③ 疲労き裂のように、早期対策が特に有利なもの、もしくは必要なもの。
- ④ 足場のない箇所に現れる損傷や、バックルプレートなど、通常の検査でよく見られない箇所や、影に隠れているような箇所で見られる変状。(これらの変状は、多少評価のランクを上げて対応をとる方が安全の確保を容易にすることができる。)
- ⑤ 特に、安定輸送の確保や資産的に重要と考えられるもので、早めに措置がとれるようにしておく必要のあるもの。

これらをまとめると表4. 4となる。この項目に該当する場合は、総合評価の際、組合せから決まる判定結果をさらに1ランクアップさせることによって対策時期を早められるようにした。

以上示してきたランク付けは、鋼橋の健全度判定で用いらてれる判定区分を、出来るだけ共通の評価基準となるように見直したものである。すなわち、これらは、従来から行われてきた鋼橋の健全度に対する判定手法の実績^{3) 4) 5)}をベースにして、さらに共通の土俵で評価できるように見直したものである。因みに、鋼鉄道橋の「保守標準」⁶⁾に示す判定事例は主にこれによって示されている。

なお、直ちに何らかの措置が必要となる「I A」ランクの損傷の例としては表4. 5に示すものがある。ここに示した値は今までの実績を重視して暫定的に決めたものであり、これらの妥当性については、今後、さらに調査・研究すべき余地は多い。

なお、必ずしも正確な比較にはならないが内外の鋼橋に対する判定区分を比較的したものを表4. 6に示す。

表4. 1 損傷に対する健全度判定区分

判定区分	運転保安等に対する影響	変状の程度	措置	
I	A	安全を脅かす	重大	直ちに措置
	B	・早晩脅かす ・異常外力の作用時危険	変状が進行し、機能低下も進行	早急の措置
II	将来脅かす	変状が進行し、機能低下の恐れ	必要な時期に措置	
III	進行すればAランクになる	進行すればAランクになる	監視(必要に応じて措置)	
IV	現状では影響なし	軽微	重点的に検査	
S	影響なし	健全		

表 4. 2 組み合わせから決まる判定区分

冗長性 進行性	a	b	c	s
a	I B	I B	II	II
b	II	II	III	III
c	III	III	IV	IV
s	IV	IV	IV	S

表 4. 3 進行性および冗長性の評価表 (1) 「進行性」

評価ランク	状 況
a	変状が発生してから4～5年以内（全般検査で1回見落としを考慮）に機能限界もしくはその部材（品）の破断等に達する可能性のあるもの。
b	変状が発生してから10年（塗装期間）以内に機能限界もしくはその部材（継手）の破断等に達する可能性のあるもの。
c	変状が発生しても計算上設計想定寿命程度は満足できると思われるもの。
s	変状が発生しても通常はほとんど進展しないか、進展しても破断に至らないもの。

表 4. 3 進行性および冗長性の評価表 (2) 「冗長性」

評価ランク	状 況
a	直接部材や構造物の安全を脅かす著しい機能低下や崩壊につながるもの。
b	連鎖的もしくはある特定の使用条件となった時に構造物の著しい機能低下や崩壊に結びつくもの。
c	耐久性の低下として長期的には機能低下や崩壊に結びつくもの。
s	その継手や部材が崩壊しても構造物全体の強度や機能にあまり影響を与えないもの。

表 4. 4 損傷の影響を大とする項目

<p>①放置すると他に多大な影響を及ぼすもの。 ②多発する可能性のあるもの。 ③早期対策が維持管理上著しく有利なもの。 ④他にも同類の箇所があり、その箇所の検査が比較的難しいもの。 ⑤構造物としての重要度が特に高いもの。</p>
--

表 4. 5 (1) 「IA」となる事例 (ボルト・リベット)

構 造	記 事	比 率 (%)
・ 上路プレートガーダー	・ 主桁添接リベット・ボルトの弛みもしくは破断	一群の約30%
・ 下路プレートガーダー	・ 主桁添接リベット・ボルトの弛みもしくは破断 ・ 縦桁と横桁の連結リベット ・ ボルトの弛みもしくは破断	一群の約30%
・ トラス	・ 縦桁と横桁の連結リベット ・ ボルトの弛みもしくは破断	一群の約30%

ここで「一群」とは、継手を構成するすべての材片のうち、1枚の母材に用いられているリベットまたはボルトの全体を言う。

表4.5(2)「IA」となる事例(支点部)

構 造	記 事	現状と量
・全構造	・シュー本体の流れ	全断面破断
・トラフガード ・上路フルトガード ・合成桁	・支点沈下	おおよそ15mm以上
・下路フルトガード ・トラス	・支点沈下	おおよそ25mm以上

表4.5(3) 「IA」となる事例(疲労き裂)

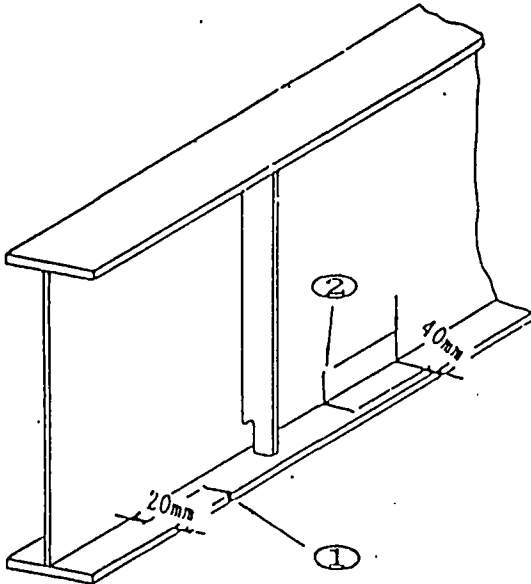
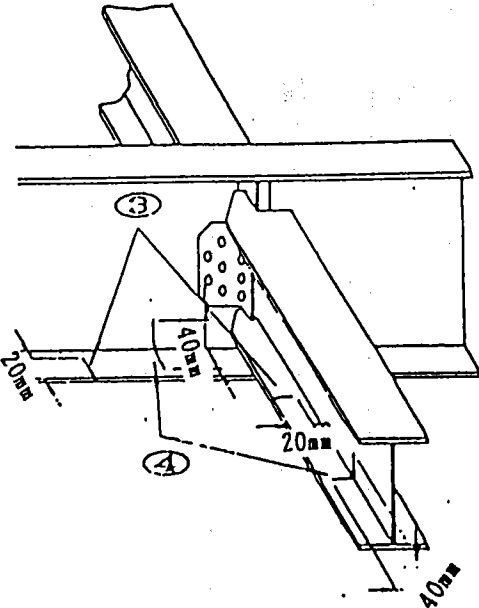
変状項目	事 例	変状項目	事 例
<p>① 主桁下フランジの き裂</p> <p>② 主桁下フランジピー ド部のき裂</p>		<p>③ 縦桁・横桁引張側 フランジのき裂</p> <p>④ 縦桁・横桁引張側フ ランジピード部のき裂</p>	

表4.5(4)「IA」となる事例(疲労き裂)

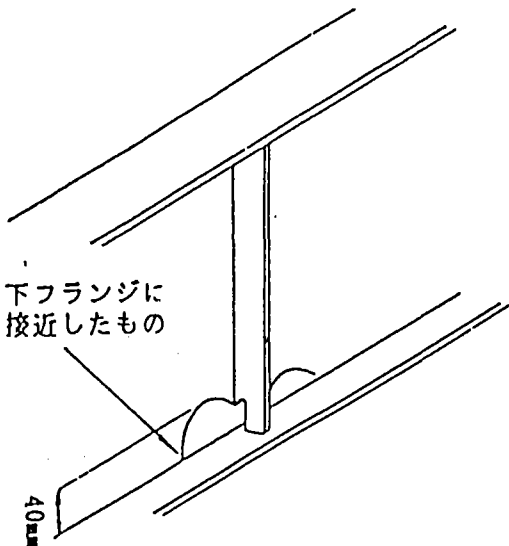
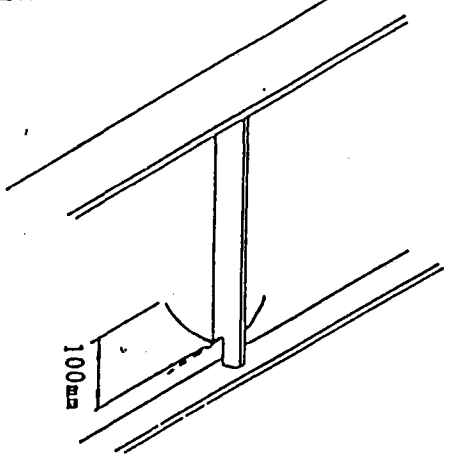
変状項目	取 例	変状項目	取 例
<p>⑤ 主桁および縦桁・横桁の腹板補剛材下端のき裂</p>	 <p>下フランジに接近したもの</p> <p>40mm</p>	<p>⑥ 主桁および縦桁・横桁の腹板ランジのき裂</p>	<p>水平もしくは上向きに進行するもの</p>  <p>100mm</p>

表4.5(5) 「IA」となる事例(疲労き裂)

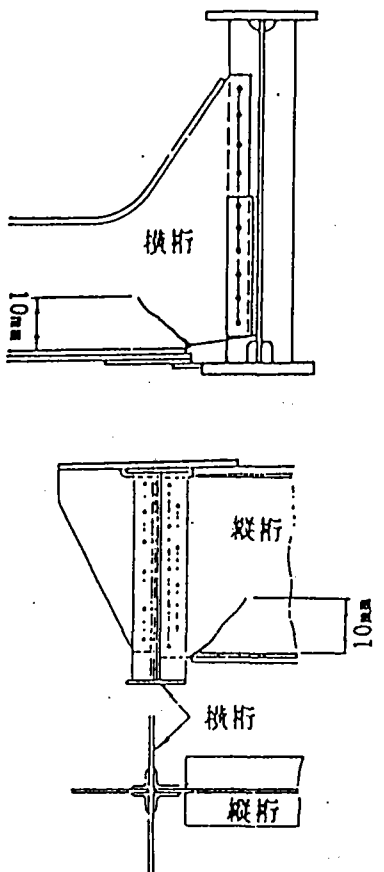
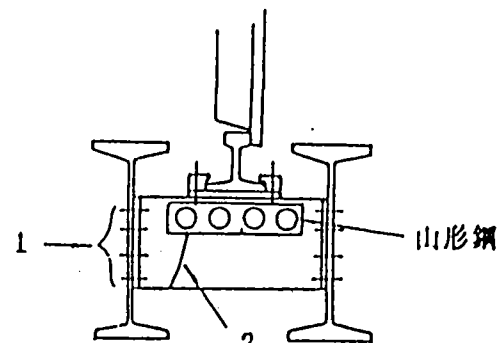
変状項目	研 例	変状項目	研 例
<p>⑦ 縦桁・横桁切欠部からのき裂</p>		<p>⑧ トラフガーダーの軌条フランジのき裂</p>	 <p>1. 部材が破断したもの 2. ボルト群の30%以上破断したもの</p>

表4.5(6)「IA」となる事例(疲労き裂)

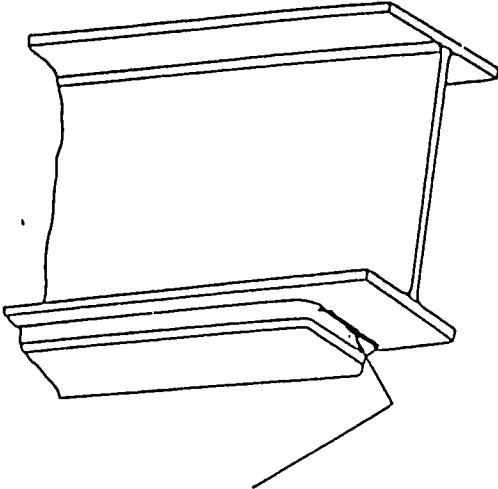
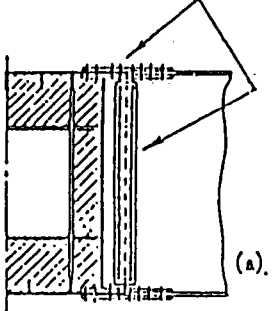
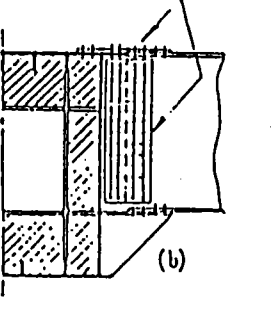
変状項目	事 例	変状項目	事 例
<p>⑨ 主桁および縦桁・横桁のカバープレートのビートき裂</p>	 <p>き裂の表面長さが150mm 以上あるいはフランジへ貫通した場合</p>	<p>⑩ 上下線等横分配桁の構成部材が破断したもの</p>	<p>ボルト群のおおよそ30%以上破断したもの</p>  <p>(a)</p> <p>ボルト群のおおよそ30%以上破断したもの</p>  <p>(b)</p>

表-4.6 損傷度判定区分比較表

判定区分	判定区分の内容			建設省各地方建設局					東京都 (定期 検査)	首都高	AASHTO	ニュー ヨーク 市 交通局	JR	建設省案	
	車両走行に 対する安全性	変状の程度	措 置	関 東 四 国	北 陸	中 国	中 部 近 畿	北 海 道 九 州							
I	A	安全を脅かす	重 大	直ちに措置	判定A 〓〓〓	ランク 5	判定1	D 〓〓〓 判定D	A	E	A	Critical	Poor	AA	I
	B	・早晚脅かす ・異常外力の 作用時危険	変状が進行し 、機能低下も 進行	早急の措置		ランク 4	判定2			C 〓〓〓 判定C	D			B 〓〓〓 Q	
II		将来脅かす	変状が進行し 、機能低下の 恐れ	必 要 な 時 期 措 置	ランク A	ランク	判定2	B 〓〓〓 判定B	C		C	Fair	Fair	A2	II
III		進行すれば A ランク になる	進行すれば A ランク になる	監 視 (必 要 に 応じて措置)	判定B 〓〓〓	3	判定3			B				C	Fair
IV		現状では 影響なし	軽 微	重点的に措置	ランク B	ランク 2	判定4	C	B	C	Good	Good	C	IV	
S		影響なし	健 全		判定C 〓〓〓 ランク C	ランク 1	判定5						A 〓〓〓 判定A	D	A

4. 2 具体的な評価方法

既に発見された損傷や兆候の現れた損傷は図4. 1の流れで評価される。

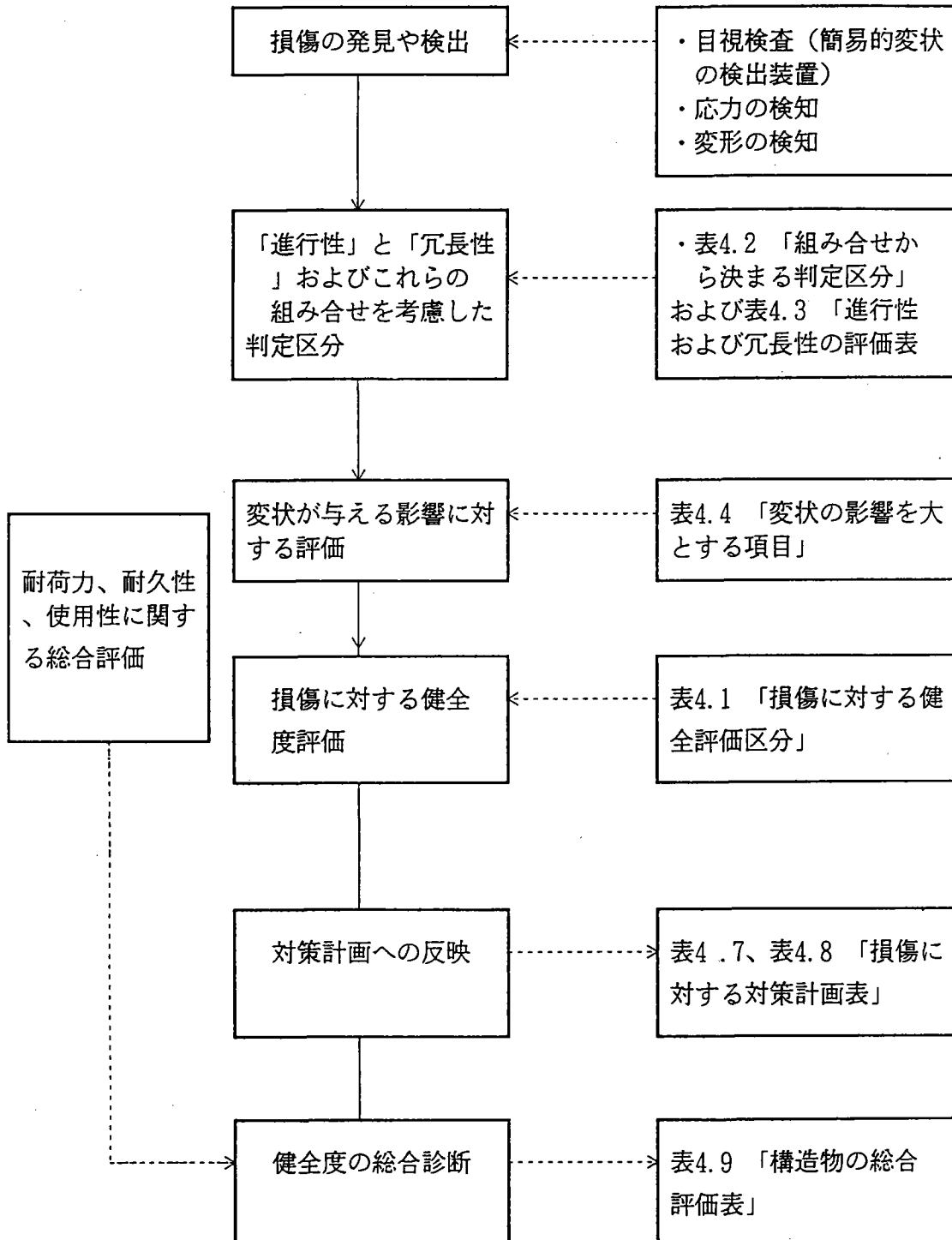


図4. 1 損傷評価の流れ

損傷に対する定期もしくは日常検査は、主に目視検査（もしくは簡易検出器による検査）で行われ、その目的は主に変状の有無の確認と、変状の進行等を確認することによって、措置に緊急性を判断することが中心となる。しかし、鋼橋の場合、一般的には緊急性の高いもの、もしくは、そのおそれのあるものについては、「応急措置」の1つとして専門の検査員など専門家による判断を要請するケースが多い。これらの進め方は図4.1に示す損傷評価の流れに従って行われるが、定期もしくは日常検査では、変状、異常の発見と、発見された損傷に対する「一次判定」が主な役割となる。また、判定はほとんどの場合、検査を行う者の主観的判断で行われる。具体的な流れを図に示すと図4.2のようになる。なお、判定結果は台帳や「検査記録簿等」に記載され報告される。

次に、詳細検査は検査の専門家（構造物検査センターの検査員や橋梁検査のコンサルタント）により定量的な判定や評価をするために行われ、とるべき措置が判断される。この場合の評価判定も基本的には図4.1に示す流れに従って進められる。また、詳細検査の内容については図4.3に示す方法で進められる。なお、緊急を要する判断については経験豊富な検査の専門家による主観的判断も有効である。

調査結果は「変状調書」および「損傷整理表」等に記載される。また、これらの調査結果をベースに、表4.3に示す「進行性」と「冗長性」が判断されるわけであるが、一般的には個別検査では定量的なデータにもとずいて行われるのが基本である。しかし、場合によっては、経験豊富な専門家等による主観的な判断が行われる場合もあるが、経験の少ないものによって行われる場合は、必ず実測値など確かなバックデータに基づいて行われる必要がある。

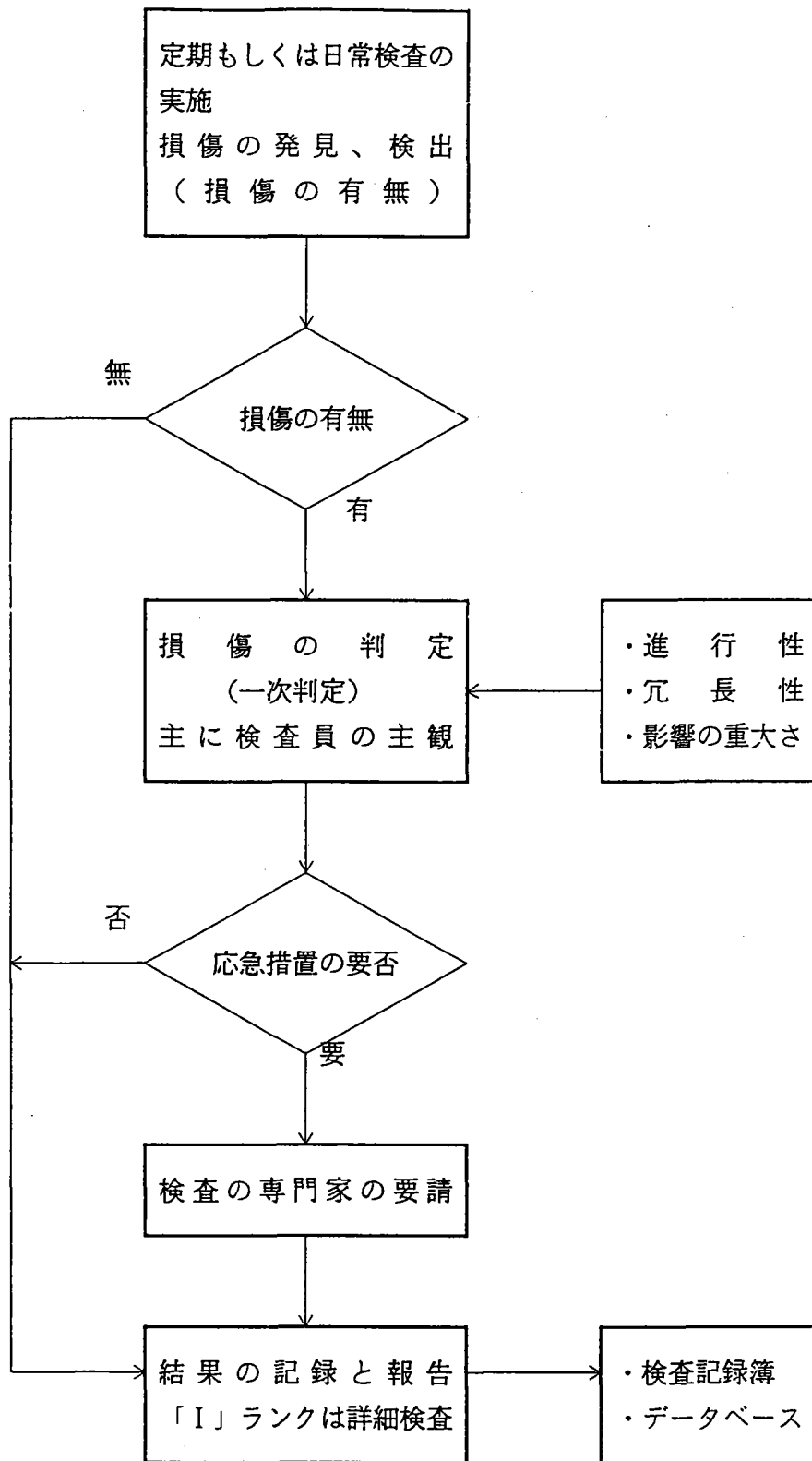


図4. 2 定期もしくは日常検査における損傷評価の流れ

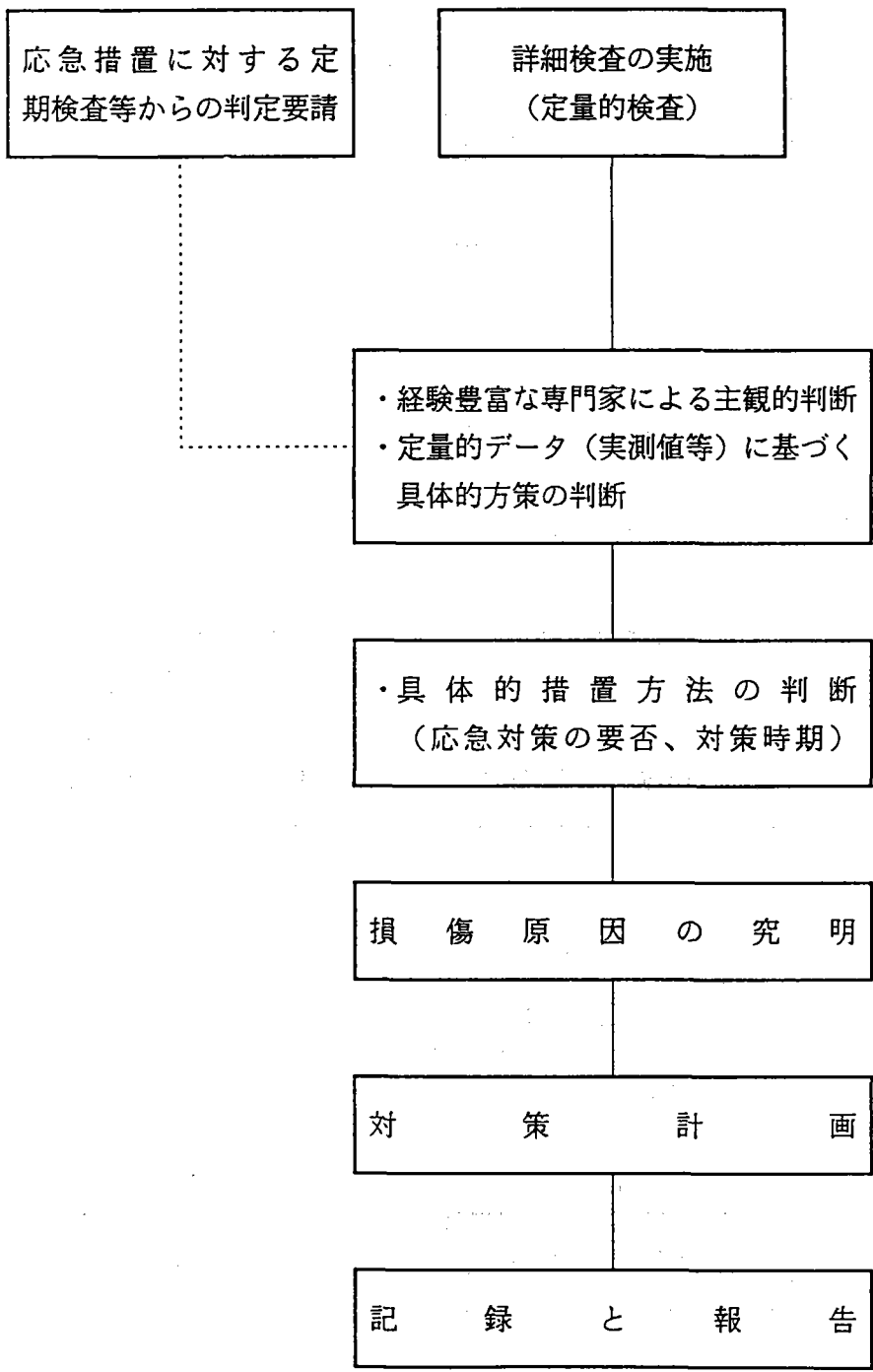


図4.3 詳細検査における評価の流れ

【記入例】

表4.7 損傷評価表 (A表)

注1)

(橋梁名: 鉄道川橋梁)
(構造形式: 下路プレートガーダー)

位置 部材 部位	変状の種類	損傷の程度 (大きさ方向等)	変状対策の緊急性 注2)		変状の発生が与える影響 注3)	総合評価 注4) (対策を始めるべき時期)	対象量	対策工法			一箇所当たりの経費概算 (千円)	投入計画額 (経費)			
			進展性	冗長性				応急対策	本対策	対策番号		1~2年以内	2~5年	適当な時期	
縦桁	腹板	端部のき裂	き裂長 $l \leq 20 \text{ mm}$	b	a	○	A1	7	監視	当板		672		4704	
"	"	"	き裂長 $l > 20 \text{ mm}$	a	a	○	AA	3	スリット	当板		756	2268		

注1) この評価表は、目視検査とその結果について、責任技術者が何らかのデータに基づいて主観的に判断するためのものである。

注2) 対策の緊急性
 進展性: この変状が現時点から進行して、橋梁の機能を損なう状態になるまでの期間を評価するもの。
 冗長性: この変状が進行し、最終段階に至った時橋梁の機能に与える重大さを評価するもの。

注3) 変状の発生が与える影響
 (1)放置すると他に多大な影響を及ぼすもの。
 (2)多発する可能性のあるもの。
 (3)早期対策が維持管理上著しく有利なもの。
 (4)他にも同類の箇所があり、その箇所の検査が比較的難しいもの。
 (5)構造物としての重要度が特に高いもの。
 これらに該当するものがあれば、○印を記す。

注4) 総合評価: 構造物に現れた変状は修復するのを前提とするものであるが、その程度に応じて対策時期(緊急性)には差がある。ここでの損傷評価は、対策時期を判断するためのものであり、変状対策の緊急性について評価するものである。ただし、その他その変状が与える影響として「変状の発生が与える影響」に○印のあるものは、1ランクアップさせるものとする。(例 A₂ ⇒ A₁)

評価者	職名	氏名	印
-----	----	----	---

注) 変状の種類として用いる用語は、「建造物保守管理の標準(案)同解説(鋼構造物)」のP17~P47の枠内に示す変状項目とする。進展性と冗長性の評価レベルについては、別紙に示す。

表4. 8 長期投資計画のための整理表（B表）

橋 梁 名： 鉄道川橋梁	図 面 番 号： すは819-5	構 造 形 式： 下路プレートガーダー	調 査 期 間： H2. 9～10
--------------	------------------	---------------------	-------------------

【自己入力例】

番 号	変 状 の 種 類	部 材	部 位	※ 冗長性の 評価ランク	対象とな る箇所数	損傷の発生時期と数量予測（比率）				進展寿命 （年）	※ 対策工法		一箇所当りの 基本対策経費 （千円）	対策経費の 割増し係数	一箇所当り の概算経費 （千円）	備 考
						1～2年	2～5年	5～10年	10年～		対策名	対策番号				
1	縦桁端の腹板き裂	縦桁	腹板	a	18			9	3		当板		400	1.68	672	
2	"	"	"	a	18		6				当板		450	1.68	756	

調査結果を用いて評価を行う時に用いる表である。ここでの整理は、各損傷の発生時期を数量で示すと同時に、対策工法を選定して一箇所当たりの対策経費を算出することにある。

※：この表を作成するために必要とする入力項目。（ここでの入力項目は3つのみである。あとは自動的に処理されて表が作成される。）

- (1) 経費の算定には、金利や物価の変動は考慮しない。（別途処理する必要がある）
- (2) 「損傷の発生時期と数量予測」は「BMCシステム」を用いて行う。この値を参考（ベースとして）にして責任技術者が数量を決定する。
また、ここでの「損傷発生の予測数量」は、この構造物における「全対象箇所数」から、「変状から決まる対象数量」を除いたもので示されている。
- (3) 進展期間とは、き裂が発生してから限界き裂に達するまでの期間を言う。
期間を“0”として入力した場合は、最も安全な評価となる。その場合「BMCシステム」による進展の評価は不要となる。

評価担当者	氏名	氏名	印
-------	----	----	---

表4.9 投資計画のための評価総括表（C表）

【記入例】

（橋梁名）： 鉄道川橋梁
（科庁番号）： 7-3

評価項目	変状の種類および 対象推手もしくは部位	評価値等				対象数量	年度毎の対象数量				対策経費			備考 (表番号等)															
		判定区分	評価値				1~2	2~5	5~10	10~	経費	数量	総経費																
川 傷	(1) 変状対策, 長期計画	縦桁端版のき裂	A ₁ , A ₂	a, b	a	0	7		7			672	7	4704															
	(2) 変状対策, 長期計画	"	M, A ₁	a	a	0	3	3				756	3	2268															
	(3) 変状対策, 長期計画	"	B, C	b	b		12			9	3	672	12	8064															
	(4) 変状対策, 長期計画	"	A ₂	b	a		6		6			756	6	4536															
	(5) 変状対策, 長期計画																												
健全性	(1) 現有応力比率		S	179%																									
	(2) 現有耐力		S	KS-18.3																									
	(1) (余寿命)																												
	(2) 累積疲労損傷度																												
使用性	(1)																												
	(2)																												
	(3)																												
その他	(1)																												
	(2)																												
	(3)																												
合計														19572															
評価値に関する所見		対策に関する所見				年度毎の概算投資予算表(案) (千円)																							
						<table border="1"> <tr> <th>1~2年間</th> <th>2~5年間</th> <th>5~10年間</th> <th>10~年</th> </tr> <tr> <td>2268</td> <td>9240</td> <td>6048</td> <td>2016</td> </tr> </table>				1~2年間	2~5年間	5~10年間	10~年	2268	9240	6048	2016	日付		112.11.4		記載者・職名		〇〇センター所長		氏名		鈴木	
1~2年間	2~5年間	5~10年間	10~年																										
2268	9240	6048	2016																										

注 1) 「その他」の項目には、環境対策や構造物の周辺に対する安全対策等が含まれる。

5. 健全性（主に耐力、耐久性）

前述した「損傷度」が主に構造物や部材の部分や局部に対する劣化の評価指標となるものとすれば、ここでいう「健全性」は、一般には構造物や部材全体の健全度を示す指標として用いられる。

このことを人間に例えれば、「損傷度」は人間でいう「怪我」に相当するもので、これに対し「健全度」は「体力」に相当し、高齢化による体力低下等もこれに当たる。

また「健全性」と後述する「使用性」の違いは、「健全性」は耐力・耐久性といった、どのような使用条件下でも共通する構造物の基本的な安全に関する強度上の性能を対象とするのに対し、「使用性」というのはある分野に対する特別な能力、いわゆる特殊性能を示す指標となるものである。

たとえば、オリンピックに出る1000m走者やマラソンランナーは、身体が丈夫で怪我もなく体力もあり長生きする人であれば誰でもよいかということ言うと、必ずしもそうではないように、使用性は特定性能に対する「適正」の度合いを評価するものである。

5. 1 耐力・耐荷力

5.1.1 鋼道路橋の現有耐力の算定

道路橋の現有耐力の算定方法については資料2.7 に詳しく示すので、ここでは省略する。

5.1.2 鋼鉄道橋現有耐力の算定

鋼鉄道橋の場合、既存構造物の耐力は「現有応力比率」「現有耐力」として評価され、評価式は式(5.1)による。

$$\text{現有応力比率 (SR)} = \frac{\text{保守限応力度 } (\sigma_m)}{\text{実働荷重によって部材に生じる最大応力度 } (\sigma)} \times 100\% \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、

σ : 当該線区の許容最高速度で車両が入線した際に部材に発生する最大応力度 ($=\sigma_d + \sigma_l + \sigma_i$)

なお、発生応力度は残存断面で計算する。また、腐食等による断面欠損の影響は孔引きと同様に考えるが、断面欠損が梁の全長に及ぶ場合は中立軸も変化するものと考え算定する。

ここでいう「保守限応力度 (σ_m)」とは既存構造物を評価する時に用いられる許容応力度のことで、引張りに対しては、鋼材の設計許容応力度および通過する列車の本数および桁に発生する応力の影響線長などによって決められる。すなわち、静的な強度以外に、ある程度累積疲労の影響も加味されたものになっている。表5.1に鋼鉄道橋で用いる保守限応力度を示す。しかし、ここで想定している線区は鉄道橋としての一般線区で、新幹線や電車専用線区等のように、特に応力の繰り返し数の影響が大きくなる線区では、これ以外に、別途5.3で示す耐久性に対する詳細な調査も行われる。

5.1.2 保守限応力度

保守限応力度は静的耐力と疲労の両面を考慮して決められたもので、静的には今までの実績や米国のAREA⁷⁾ (American Railway Engineering Association CHAPTER15, STEEL STRUCTURE, 1981) における既存桁の評価で用いている値を参考にした。すなわち、静的評価応力に対しては、 $0.8\sigma_s$ (非溶接桁)、 $0.7\sigma_s$ (溶接桁) を上限値としたものに対し、疲労の影響を加味したものである。

疲労についての基本的思想は、現行設計標準⁸⁾ (鋼鉄道橋、昭和58年版) の疲労条項にならい、非溶接桁ではリベット継手 (B等級)、溶接桁では縦ビード継手 (A等級) の基本許容応力範囲 (σ_{10}) を基本として、スパン、通トンの影響はそれぞれ γ_1 、 γ_2 の係数を導入して評価し、疲労面から規定される保守限応力度を算出している。

$$\sigma_m = \sigma_{10} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 / \alpha \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここで用いた係数 α は計算作用応力度に対する実測応力の比であり、これまでの実橋測定結果 (図5. 1) を基に、スパン10m以下の部材については0.65、スパン10m以上の部材については0.75とした。

すなわち、引張り部材の保守限応力度は上記で計算される静的、疲労両面から許容できる応力の値の小さい方を採用したものである。但し、ここで示した「保守限応力度」は一般的な在来鉄道 (機関車荷重で設計された路線) の鋼構造物に適用することを前提としているため、荷重も継手の強度も一般的なものを対象としている。従って、電車専用線などのように設計荷重が実荷重に非常に近いものや、応力の繰返しに影響する軸数が著しく多いもの、さらには、高引張鋼 (例えば58キロ鋼等) を用いた部材の評価にはそのまま適用できないか、もしくは慎重に判断して用いる必要がある。

なお、疲労についてはさらに研究が進み、より合理的な基準値や手法が用いられるようになりつつある。平成3年度に通達された新しい設計標準⁹⁾ (限界状態法による設計) では大幅な見直しも行われている。今後はこの種の設計標準との整合性も図っていく必要があるものと思われる。

一方、圧縮に対しては、設計と同様に耐荷力曲線をベースに定めた。桁の耐荷力曲線は残留応力や初期不正の生じ方の差から、リベット桁と溶接桁で異なるので分けることにした。それぞれの耐荷力曲線は図5. 2に示すとおりである。設計曲線に対し短柱域では引張り材と同様の考えで許容応力度を割増できるものとしたが、長柱域では老朽化等による部材の変形に対する安全性も考慮して許容応力の割増は小さくし、Euler座屈域では設計許容応力の耐荷力曲線にすりつけた。ただし、短柱域における頭打ちは圧縮の許容応力度の引張りの保守限応力度の9割以内に押さえるという従来の設計標準の習慣に習うことにした。この考えに基づいて決めた溶接構造に対する圧縮材料の保守限応力度は表5. 2に示す。

その他、せん断や支圧に関する保守限応力度は、材料の保有強度 (降伏点応力度や硬度等) と安全率の考え方は引張りの場合と同じ方法で定めた。

なお、練鉄およびベッセーマ鋼に対する引張りとせん断に関する保守限応力度は、当時の材料規格等が明確になっていないこともあり、実績を重視し、従来から用いてきた保守限応力度をそのまま用いることにした。すなわち、既に通トンやスパンの違いによる繰返し荷重の影響は加味されているものと考え、従来どおり、一律引張りに対し 1150 kg/cm^2 また、せん断応力に対しては 700 kg/cm^2 とした。

しかし、一般的にこれらの材料は、ここで決めた値よりも高強度であるので、一律に、この値を用いると著しく不経済になる場合は、強度試験等を行って改めて定め直すことも可能である。

また、圧縮材についてはそれほど材質による差はつけられていなかったので、リベット桁の耐荷力曲線を用いることにし、保守限応力度は表5. 3に示した。

但し、材質に左右される短柱域の部材については、保守限応力度の頭打ちを引張りの90%程度として 1050 kg/cm^2 にした。

なお、ここで示した評価方法や保守限応力度は一般の在来鉄道橋を対象としたものであり、「新幹線」については、実績が少ないことに加え、疲労や振動の影響については未知な面もあり別途設定する必要がある。

なお、SR値が100%割ると補強や徐行等の措置が必要となるが、対策が困難であったり長期間徐行ができない場合は、寿命の想定を短くして保守限応力を設定し直すか、実橋測定等による詳細な個別診断を行って健全度を把握し対処する必要がある。

表5. 2 (1) 保守限度力度 (圧縮応度)

昭和45年以前(1970年以前)の鋼材

単位: kg/cm²

通トン	スパン 影響線長 (m)	煉鉄 ハット マ-鋼	SS41 SM41 SMA41								高張力鋼								
			昭和3年(1928年)		昭和4年(1929年)		昭和26年(1951年)~昭和44年(1969年)				昭和45年(1970年)		SM50		SM50Y		SM58		
			以前		昭和25年(1950年)		リベット桁		溶接桁		以降				SM53		SMA58		
			定常入線	一時入線	定常入線	一時入線	定常入線	一時入線	定常入線	一時入線	定常入線	一時入線	定常入線	一時入線	定常入線	一時入線	定常入線	一時入線	
2000万t 以上	<10	1150	1400		1500		1500						1800		1800		1800		
	10 ≤ L < 20																		
	≥ 20		1590		1700		1700							2000		2000		2000	
1000万t 以上 2000万t 未満	<10	1150		1650		1760		1800		1840		1610	1610	1680	1680		2200		2200
	10 ≤ L < 20																		
	≥ 20		1650		1760													2400	
1000万t 未満	<10	1150					1840									2240		2500	
	10 ≤ L < 20																2520		2600
	≥ 20																		

表5. 2 (2) 保守限応力度 (圧縮応力度)

昭和46年 (1970)年 以降の鋼材

単位: kg/cm²

応力の種別		鋼 種	SS 4 1 SM 4 1 SMA 4 1	SM 5 0	SM 5 0 Y SM 5 3 SMA 5 0	SM 5 8 SMA 5 8	
		供 造 用 鋼 材	圧縮応力度 (軸断面につき)	軸方向応力度	0 = $\ell/r \leq 9$ のとき 1510	0 < $\ell/r \leq 8$ のとき 2015	
0 = $\ell/r \leq 130$ のとき 1510-8.86 ($\ell/r-9$)	9 < $\ell/r \leq 115$ のとき 2015-13.73 ($\ell/r-8$)			0 < $\ell/r \leq 105$ のとき 2270-16.48 ($\ell/r-8$)	0 < $\ell/r \leq 05$ のとき 2900-24.47 ($\ell/r-10$)		
130 < ℓ/r のとき $7400000(r/\ell)^2$	115 < ℓ/r のとき $7400000(r/\ell)^2$			105 < ℓ/r のとき $7400000(r/\ell)^2$	95 < ℓ/r のとき $7400000(r/\ell)^2$		
	曲げ応力度	(1) 強軸まわりの曲げに対し ℓ/r の代わりに次の式で示す等価細長比 (ℓ/r) を用いる。 $(\ell/r) = F \frac{\ell}{b^2}$ ここで、I形断面の場合 $F = \sqrt{12+2B/\alpha}$ 箱形断面の場合 $\beta < \beta_0$: $F = 0$ $\beta_0 \leq \beta < 1$: $F = \frac{1.05(\beta - \beta_0)}{1 - \beta} - \sqrt{3\alpha + 1} \sqrt{b/\ell}$ $1 \leq \beta < 2$: $F = 0.74 \sqrt{(3\alpha + \beta)(\beta + 1)} \sqrt{b/\ell}$ $\beta \geq 2$: $F = 1.28 \sqrt{3\alpha + \beta} \sqrt{b/\ell}$ $\beta_0 = \frac{14 + 12\alpha}{5 + 21\alpha}$ U形断面の場合 $F = 1.1 \sqrt{12+2B/\alpha}$					②

備 考

- ①における ℓ は部材の座屈長さ (cm) を、また、 r は考える軸についての軸断面の断面2次半径 (cm) を示す。なお、トラスの腹板 (構面内) の ℓ は骨組長さの0.9とする。
- ②における ℓ はフランジの固定点間距離 (cm) を、また、 b はフランジの幅 (cm) を示す。ただし、*印の b は箱形断面およびU形断面の場合、腹板中心間隔 (cm) を下路プレートガーダーの場合、主桁中心間隔 (cm) を示す。 α はフランジの厚さ (t_1) 腹板の厚さ (t_2) の比 (t_1/t_2) を、また、 β は腹板高さ (h) とフランジ幅 (b) との比 (h/b) である。

表5.3 保守限応力度 (圧縮応力度)

昭和44年(1969年)以前の鋼材

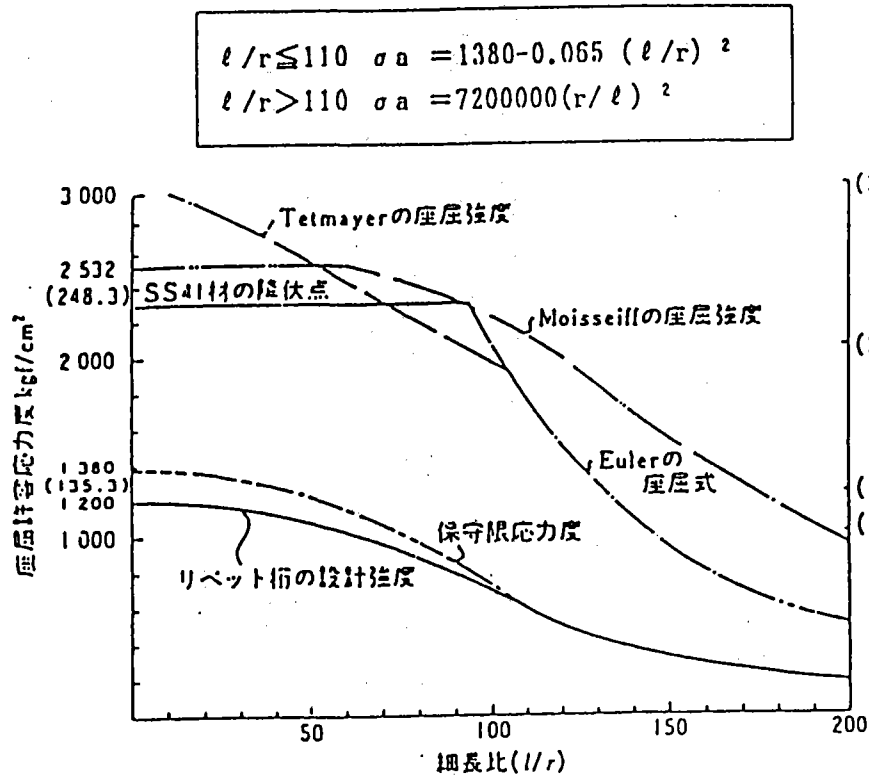
単位: kg/cm²

鋼材		SS41	
組合わせるリベット		SV34	
圧縮応力度 (総断面につき)	軸方向応力度	ア $0 < l/r \leq 110$ のとき $1380 - 0.065(l/r)^2$ イ $l/r > 110$ のとき $7200000(l/r)^2$	①
	曲げ応力度	$l/r \leq 30$ のとき $1380 - 0.7(l/b)^2$ ただし、圧縮縁にバックルプレートのあるときおよびダブルウェブ断面のときは $1380 - 0.4(l/b)^2$	②

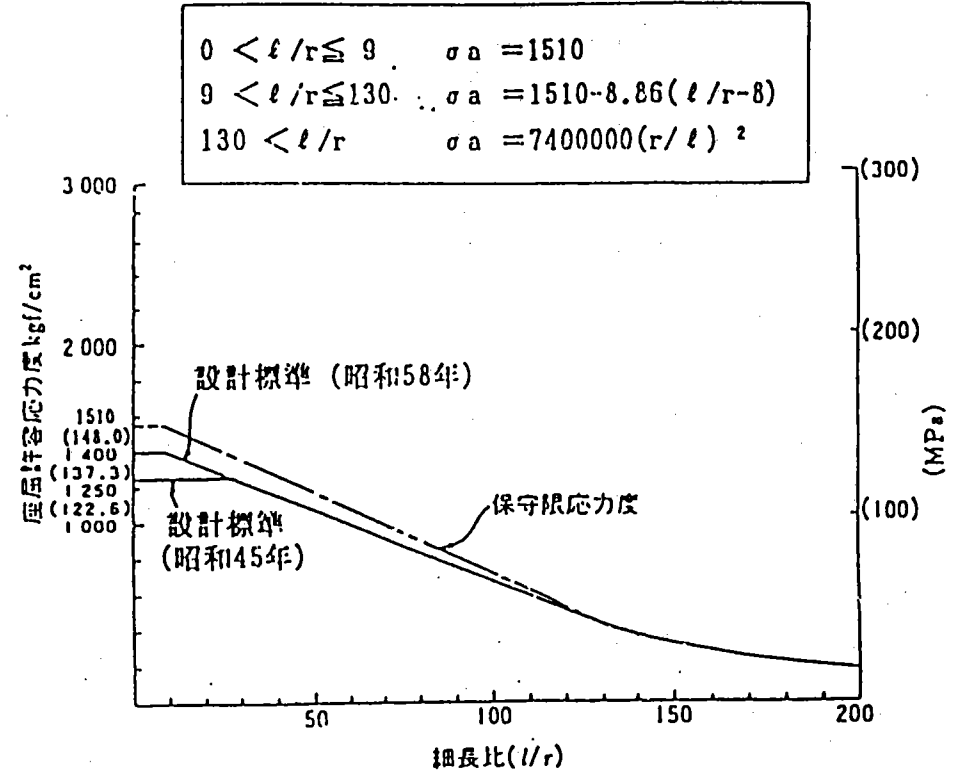
備考

- (1) ①における l は、部材の骨組長さ (cm) を、 r は部材の総断面の断面2次半径 (cm) を示す。ただし、 l は、リベットで連結される腹材の構面内の座屈を考慮する場合には、その0.9倍とする。
- (2) ②における l は、フランジの固定点間距離 (cm) を、 b はフランジの幅 (cm) を示す。
- (3) 練鉄、ベッセマー鋼についてはリベット桁としてこの表を適用するが、最大値は1050 kg/cm²とする。

(圧縮部材)



圧縮に関する保守限応力度 (リベット桁)



圧縮に関する保守限応力度 (溶接桁)

図5.2 保守限応力の算定に用いた耐荷力の曲線

これを、 β を実耐率、また、 γ を

残存断面積

$$\gamma = \frac{\text{残存断面積}}{\text{設計断面積}}$$

もしくは、

$$\gamma = \frac{\text{残存断面に対する断面2次モーメント}}{\text{設計時の断面2次モーメント}} \dots\dots\dots (5.5)$$

で表すと、実耐率 β は次のように示す事ができる。

$$\beta = \frac{1200 - \sigma_d / \gamma}{\sigma_1 (1+i) / \gamma} = \frac{1200 \gamma - \sigma_d}{\sigma_1 (1+i)} \dots\dots\dots (5.6)$$

ここに、

σ_d 、 σ_1 : 死荷重、活荷重応力

i : 衝撃係数

1200 : 当時の設計許容応力を固定したもの

そこで、疲労を考慮した既設桁に対する許容応力度ともいえる「保守限応力度」を一律1500kg/cm²とした時(ここでは σ_d を1200kg/cm²とか1500kg/cm²という一定の値を代表値としてとり上げられていた) σ_m は、

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 (1+i') + \sigma_d}{\gamma} = 1500 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots (5.7)$$

ここに

i' : 応力度速度の関係を衝撃で考慮した時に、設計時の衝撃係数 i に対し、現状の断面強度で許容できる衝撃係数

また、

$$i' = 1.25 \beta (1+i) + 0.25 \sigma_d / \sigma_1 - 1 \dots\dots\dots (5.8)$$

として安定走行速度が決められていた。

資 料

従来の保守限応力 $\sigma_m = 1500 \text{kg/cm}^2$ の設定根拠

構造物設計資料 No.37. 1974. 3¹²⁾ より

設計で用いる許容応力度は、その時点で確定できない将来の荷重増や腐食に対する余裕も考慮して長時間保証できる値を設定しているが、

既設構造物に対する健全度評価で用いる許容応力度、いわゆる保守限応力度はその時点における強度を照査するのに用いるものであるため、荷重を特定することが出来る上に、腐食をその時点の実態で評価すればよいので許容応力を設計より大きくすることができる。

しかし、その値をいくらかにするかについてはいろいろ考えがあるが以下のような点が考慮されていた。

①諸外国の例

AREA (米国) 約1700kg/ cm²

BE (英国) 約1500kg/ cm² (1895年以降の鋼材)

②日本における研究や実績

一時荷重については許容応力を25～30%割増している。

(例えば 1200 × 1.25 = 1500kg/ cm²)

③疲労については200万回強度が母材で23kg/ mm²、孔あき材で15kg/ mm² リベットが打ってある場合は18kg/ mm²、錆びのある母材でも程度にもよるが14～18kg/ mm² 程度であるし、繰り返し数も平均的スパンの桁では(約20m)最大応力はほとんどの場合、けん引される列車には関係なく機関車(SL)の軸重のみで決まっていそしてその値は1列車の通過で約1回程度の等価繰り返し数となり一級線でも60年を想定すれば200万本程度であるので200万に対して保証できればよいと考えられていた。

従って、疲労の面からは、許容応力は1400kg/ cm² あればよく、これに死荷重分を100 kg/ cm²を加算したとし、静的と同じ1500 kg/ cm²確保できれば安全と考えた。

しかし、その後さらに疲労についての研究が進み、以下に示すそれまでの問題点を解消すべく見直しが行われた。

① 設計時の許容応力度 σ_a が $\sigma_a = 1200\text{kg/cm}^2$ 以外のところでは過大もしくは過少に評価されすぎることになる。

この影響は、「橋梁入線基準規定」において、実耐率と制限速度関係を示すところで、実耐率が100%を割っていても速度制限が不用となるケースもあり、いま一つ強度との関係がわかりにくい面があった。

② 疲労を考慮した保守限応力度を一律にすることは、1級線を含む全ての路線で安全が十分確保されていたとすると、3、4級線では、1級線より過大に安全をみることになる。3、4級線が1級線より大きな安全をみななければならぬ理由はないので(安全は同等でよい)合理的にすべきである。

なお、現行の方法については5.1の章にその内容を示す。

③ 疲労に対する考慮では繰り返し数の想定を200万回としているがこれは平均的スパンの桁(20m)を対象とした場合のもので、現在疲労損傷が問題となっている箇所は、ほとんど影響線長が20m以下の箇所である。特にトラスや下路プレートガーダーの床組のように10m以下になると、飛躍的に繰り返し数の影響が増えてくることがわかっている。

さらに当初の想定では一日当たりの列車本数が95本程度と考えられていたが、現在では300本/日を越えるものも出てきている。

また継手の強度の面でも、その後の研究から腐食を伴う部材の200万回強度は1250kg/cm²という考え方が主流になりつつある。

このように、現実に疲労損傷度の出ている箇所では当初の想定をかなり上回っているものもあり、その数は増加する傾向にある。

このようなことから、ものによっては(特に、スパンの短い桁や列車本数の多い線区)より精度の高い評価が必要になる。

とはいえ、全ての線区に対し、詳細に疲労の評価をするは効果の割に実務が煩雑となる面もあった。(現在ではコンピューターによる処理システムが開発されている。)

従って、想定耐用年数を越えるような橋梁や新幹線等特別な線区については別途疲労を照査するものとし、一般の線区では、ある程度実情に応じた疲労の影響を考慮できるような保守限応力を設定することにした。

すなわち、線路等級の異いとスパンの異いを、ある程度考慮できるようにした。

5. 3 耐久性（耐用年数）

構造物における耐久性といっても、部材に対するものから、構造全体に対するものまでいろいろあるが、ここでは健全性という耐用年数や余寿命という面から構造物全体に対するものを対象に考える。この中にはある部材の耐久性が構造全体の耐用年数（期間）に与える影響が大きければこれもまた、この範疇に含めることにする。

従って、ここでは、構造物全体の耐久性は、その構造物の耐用年数（もしくは耐用期間）として表現することにした。

（1）鋼橋における耐用年数

鋼橋の耐用年数と一口にいても種々の解釈があり、広範な意味あいを含んでいるため、その定義については従来から種々の議論がなされている。¹³⁾

一般的には、①経済的な耐用年数、②機能的な耐用年数、③物理的な耐用年数などのいい方で表現されている。

これらに対し土木構造物の健全度評価における耐用年数は次に示すように定義して考えられているケースが多いように思われる。^{14)、15)、16)、17)}

すなわち、「鋼橋の耐用年数を決定づける「寿命」の定義を、構造物の物理的強度や機能面の劣化の状態を経済性を加味した上で致命的となる状態とし、それまでの期間を耐用年数とする。」

従って、ここではこの考え方をベースに評価するものとした。

なお、耐用年数の算定では、その橋梁が供用期間中に、構造的に致命的とはいえない程度の変状が生じた場合は、通常の保守管理において修繕されることが前提である。すなわち、耐用年数とは構造物を建設した以後、放置したまま寿命に到る期間ではなく、前もって定められている通常の維持管理体制下で寿命に到る期間のことである。いいかえると、耐用年数の評価は、構造物に、人間でいう「怪我」のように一時的に生じた損傷をそのままにして行うのではなく、通常の保守で修繕すべきものは修繕されたとして行う評価のことである。

なお、構造物の使用条件や環境条件の変化に伴う取替等による寿命は検討の対象外である。

（2）耐用年数の算定条件

供用中の構造物に対する疲労の面からの耐用年数や余寿命は、その構造物の寿命を決定づける変状の種類と着目する継手の疲労強度、および過去に受けた応力履歴がわかれば推定することができる。すなわち、耐用年数は「寿命の定義づけ」と「応力履歴」および「継手の疲労強度」が設定出来れば定式化できることになる。

①鋼橋における寿命

鋼橋における寿命を前述したものとする、その一例として表-5. 4に示すものがある。そのほとんどは、「腐食」と「疲労」によって決められると考えられる。

一般に、鋼構造物が供用後に生ずる劣化現象の代表的なものとして「疲労」、「遅れ破壊」および「腐食」があげられている。¹⁸⁾ このうち「遅れ破壊」については高力ボルトの遅れ破壊が一般的で、この場合、強度面から構造物として一挙に、致命的となることはほとんどないし、「腐食」については寿命を決定する重要な要因ではあ

るが、一般には徐々に進行するため、その間に、いろいろ対応をとることが可能であるので、急激に致命的状態になることは稀である。従って、あえて余寿命を推定する必要性は薄れる。このようなことから、鋼橋における寿命の定量的評価の多くは、その構造物において致命的となる可能性のある継手に対する「疲労」の問題として考えることができる。また、その評価方法としては一般的に、その推定は累積疲労もしくは破壊力学的手法を用いて行うことができる。

表-5. 4 鋼鉄道橋における寿命を決定づける変状例と評価手法の適用

	線形累積疲労被害則	破壊力学による方法
変 状 項 目	<ol style="list-style-type: none"> 1. 主要部材でフランジの不特定箇所から橋軸直角方向に生じるき裂 (縦ビード、リベット孔溶接ガセット) 2. 主要部材の腹板の設計で強度照査をしない切欠き部や腹板ガセット端から生じたき裂 3. 圧縮フランジの欠食等の断面欠損もしくは引張ラ ンジ腐食部からのき裂 4. 主要部材の溶接補強箇所から再発したき裂 (溶接によるカバープレート、当板補修) 5. ピントラスアイバーの円孔部もしくは首部からのき裂 6. 腐食による断面欠損が構造物全体に広く分布し対策が経済的合理性を欠く場合 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 同左箇所て溶接欠陥や不溶着部もしくはノッチを初期き裂と見なし、それが限界き裂長に達する繰返し数 2. 同左箇所て通常の検査で発見出来る初期き裂長さから限界き裂長に達するまでの繰返し数 4. 溶接欠陥を初期き裂としそれが限界き裂長に達するまでの繰返し数 5. ピントラスのアイバーの腐食部や摩耗部のノッチを初期き裂と見做した場合の限界き裂長に達するまでの繰返し数

(3) 耐用年数と余寿命

構造物が供用を開始してから停止に至るまでの、耐用年数（耐用期間）と、余寿命の関係を示す。ここでは、その関係を図5.3のように考えることにした。¹⁹⁾

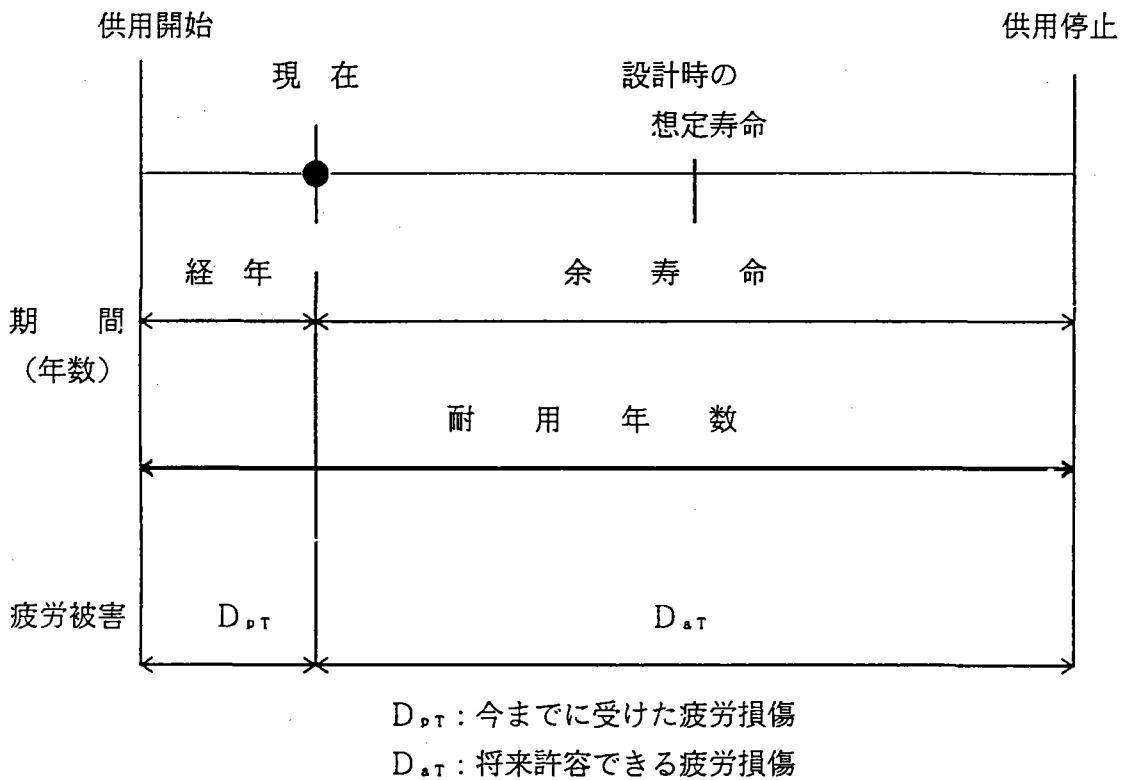


図-5.3 鋼橋の寿命・経年図

ここで、「設計時の想定寿命」と「耐用年数」が一致していないのは、評価に用い条件が異なるためである。すなわち、「設計時の想定寿命」は、が設計時に想定した車両の軸重・軸距とその時点の交通量を用いて計算しているが、「耐用年数」は、実働荷重と、その交通状況を用いて算出するのが原則となっているためである。

一般には「実働荷重」の方が「設計荷重」より小さいので、「耐用年数」の方が「設計時の想定寿命」より長寿命となるが、逆に設計時の想定より厳しい条件（例えば、列車本数の増大や軸重の増大）で供用されたとすれば短寿命となる。

即ち、現在までの供用期間中における使用状況が設計時に想定していた使用条件より緩やかであれば、 $D_{p.T}$ の値が小さくなり、その分 $D_{a.T}$ に余裕ができる。従って、「余寿命」は大きくなっていくと言える。

耐用年数の算定は、原則として、実態に即した条件で評価すべきであることから、実働荷重を用いて行う事を原則とする。しかし、過去の荷重や応力履歴が十分に分からない場合が多いことや、将来の走行計画も、現時点における運行状況がそのまま継続されるとは限らず、明確でない場合も多い。その場合は、ある仮定のもとに実働応力を算定しなければならないなど、いくつかの面で工夫が必要となる。

5. 4 耐用年数の算定式

耐用年数の算定は主に疲労に関する算定手法を用いるのが一般的と考えられるが、道路橋と鉄道橋では荷重の取り扱いに差がある従って、ここでは鉄道橋で分けてそれぞれ代表的な手法の一例を示す。

5.4.1 道路橋

道路橋については今のところ明確な評価手法は示されていないが、一般的疲労の考え方については資料2.6の「疲労強度、寿命の評価方法」で詳しく説明するのでここでは除く。

5.4.2 鉄道橋

耐用年数の算定において疲労損傷を評価する方法としては、前述したように「累積疲労損傷」と「破壊力学的評価」の2種類が一般的である。それらのおおまかな処理の流れは図-5.4に示す通りである。

(1) 線形累積疲労被害則による評価

線形累積疲労被害則を用いる方法は、一般に、以下に示すPalmgren-Miner則、あるいは単に Miner則と呼ばれる手法により余寿命を推定する方法である。この手法は以下の仮定に基づいている。

- (i) ある応力レベルにおける疲労損傷の進行は、その応力のみにより一義的に決まり、しかも線形に累積する
- (ii) 各応力レベルにおける疲労損傷の総和が一定値に達すると疲労破壊する。

言い換えれば、ある応力範囲 $\Delta\sigma_1$ を繰返し負荷したとき、繰返し数 N_1 で破壊するような継手では、各荷重サイクルごとに継手は $1/N_1$ の疲労被害を受けることになり、その応力範囲を n_1 回繰返した場合には n_1/N_1 の疲労被害を生じ、この被害の総和が1達した時に疲労破壊、即ち疲労損傷したとする。即ち、疲労損傷は「疲労損傷度」を(Dとすると、

$$D = \sum (n_1 / N_1) = 1 \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

となる場合と考えることが出来る。

本法則を既存構造物の耐用年数の評価法として用いるには、これまでに累積した疲労傷 $D_{p,T}$ と、将来受けられると考えられる疲労損傷 $D_{a,T}$ に分け、その合計が1になった時疲労破壊、すなわち、疲労損傷したと考えると、

$$D_{p,T} + D_{a,T} = 1 \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

として照査式を得ることができる。

なお、この場合評価に用いる $\Delta\sigma-N$ 線図には疲労限を考慮する Miner則や、疲労限を考慮しない修正 Miner則、および長寿命域の強度線図を折り曲げたHaibach による方法等があるが、ここでは三木らの提案する²⁰⁾ 「打ち切り限界付き修正 Minerの方法」を用いることにした。この方法は、変動振幅応力下においても疲労損傷に寄与しない応力範囲の限界値があり、これを修正 Miner則に導入する方法である（但し、腐食した母材は打ち切り限界を設けない）。

(2) 破壊力学的手法による評価

この方法は、疲労き裂は、構造物の局部に生じている何らかのき裂状の欠陥からスタートするものとし、その場合、寿命のほとんどはき裂の進展過程で費やされるとして評価する手法である。

すなわち、疲労損傷を繰返し応力によるき裂の進展現象としてとらえ、き裂もしくはき裂状の欠陥が成長して、構造部材や継手の強度や機能を損なうと考える時期を推定計算し、使用開始からその時期までを「耐用年数」とするものである。

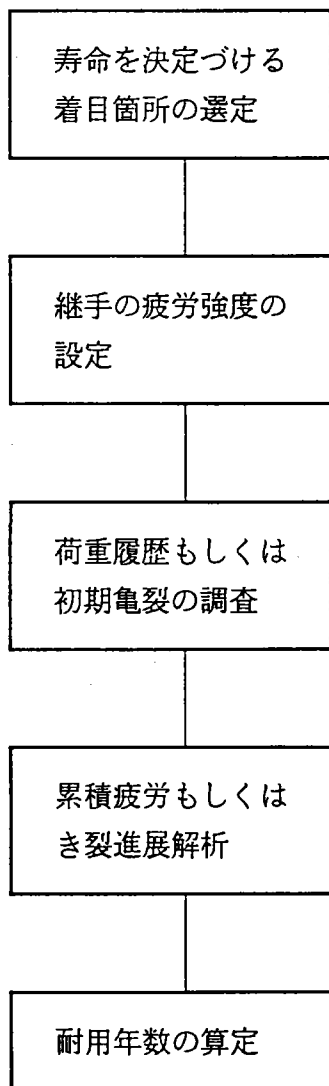


図5. 4 耐用年数算定の流れ

(3) 腐食部材の疲労寿命の評価

一般に、設計では構造物に腐食が起こらないように配慮しており、一部の部材を除いては、強度の照査にはあまり腐食の程度を考慮していない。

維持管理における疲労寿命の評価も、断面欠損の影響は考慮しているものの、腐食による疲労強度の低下は考慮されていない場合が多い。この理由として、通常、構造物は適切に塗装管理がなされていること、また、実橋として使用してきた古桁を用いた疲労試験²¹⁾から、腐食部材に生じる疲労き裂は、局部的に浸食した腐食の深い位置で発生したとしても、途中で停止し、最終破断は最小断面部で起こることが確かめられている。従って、腐食部材の疲労は実構造物で考える限り、局部的は凹凸のみにとらわれて評価する必要はないものと思われる。しかし、実際の構造物の腐食部材で最小断面部（断面欠損やリベット孔のある断面）に局部的に深い腐食があり、そこからき裂が発生する場合はないとはいえないので、このことに対する配慮は必要である。さらに一端き裂が発生すると破断には至らなくても水の進入による腐食の問題もある。従って、腐食の影響については十分解らない面もあるが、少なくとも、評価が危険側に成らないようにするため、腐食の程度をある程度配慮した $\Delta\sigma$ -N線図を用いて評価することにした。¹⁹⁾

5. 5 累積疲労の算定

先に示したように、耐用年数を把握するための手法にはいくつかの方法があるが、ここでは累積疲労の考えかたについて示すことにした。おおまかな処理手順を図 5. 5 に示す。ここに示したように、耐用年数を推定するには過去と将来に対する累積疲労の算定が必要となる。

① 累積疲労 (D)

先に示したように、既存構造物の耐用年数や余寿命は、これまで受けた累積疲労を示す ($D_{p,T}$) および今後、寿命に至るまでに許容できる累積疲労を評価できる ($D_{a,T}$) で表すことができる (式 (5.10))。

式 (5.9) で示した疲労損傷度は、k 種類の応力範囲のそれぞれの繰返し回数と、各応力範囲に対する疲労寿命 (繰返し回数) を n_i 、 N_i として表したものである。

これをさらに扱いを容易にするため、扱う応力範囲を一義的に決められる一種類の応力範囲換算して扱うことにするのが便利である。この場合の基準になる応力範囲としてここでは、その継手の $N_0 = 2 \times 10^6$ 回疲労強度を用いることにした。その場合、疲労損傷度が等価となる繰返し数を $N_{0..}$ とすると式 (5.9) は次のように表される。

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = \frac{N_{0..}}{N_0} \dots\dots\dots (5.11)$$

さらに、等価繰返し数 $N_{0..}$ は、式 (5.12) で表せることになり、過去の応力履歴やこれから受けるであろう応力を、何らかの方法で求めることが出来れば $D_{p,T}$ や $D_{a,T}$ が求められる。

$$N_{0..} = \sum_{i=1}^k n_i \cdot \left[\frac{\Delta \sigma_i \cdot \alpha}{\Delta \sigma_{r_0}} \right]^m \dots\dots\dots (5.12)$$

ここで、

- N_0 : 2×10^6 回
- $\Delta \sigma_i$ 、 n_i : 変動応力を応力範囲頻度解析した i 番目の応力範囲とその繰返し数
- $\Delta \sigma_{r_0}$: その継手の 2×10^6 回強度
- k : 頻度解析した応力範囲の種類数
- m : その継手の $\Delta \sigma - N$ 線図の勾配を決める係数
- α : 実応力比 (特に定めない場合は $\alpha = 1.0$ とする)

しかし、過去の応力履歴に関するデータを得ることは非常に困難なことが多く一般にはある仮定にもとづく条件下で算定することが多い。この場合の $\Delta \sigma_i$ と n_i の求め方にはいくつかの方法があり、一般には、簡便化を図れば図る程安全側に過大な評価をすることになる。

5. 5 累積疲労の算定

先に示したように、耐用年数を把握するための手法にはいくつかの方法があるが、ここでは累積疲労の考えかたについて示すことにした。おおまかな処理手順を図5. 5に示す。ここに示したように、耐用年数を推定するには過去と将来に対する累積疲労の算定が必要となる。

① 累積疲労 (D)

先に示したように、既存構造物の耐用年数や余寿命は、これまで受けた累積疲労を示す (D_{PT}) および今後、寿命に至るまでに許容できる累積疲労を評価できる (D_{AT}) で表すことができる (式 (5.10))。

式 (5.9) で示した疲労損傷度は、k 種類の応力範囲のそれぞれの繰返し回数と、各応力範囲に対する疲労寿命 (繰返し回数) を n_i 、 N_i として表したものである。

これをさらに扱いを容易にするため、扱う応力範囲を一義的に決められる一種類の応力範囲換算して扱うことにするのが便利である。この場合の基準になる応力範囲としてここでは、その継手の $N_0 = 2 \times 10^6$ 回疲労強度を用いることにした。その場合、疲労損傷度が等価となる繰返し数を N_{0eq} とすると式 (5.9) は次のように表される。

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = \frac{N_{0eq}}{N_0} \dots \dots \dots (5.11)$$

さらに、等価繰返し数 N_{0eq} は、式 (5.12) で表せることになり、過去の応力履歴やこれから受けるであろう応力を、何らかの方法で求めることが出来れば D_{PT} や D_{AT} が求められる。

$$N_{0eq} = \sum_{i=1}^k n_i \cdot \left(\frac{\Delta \sigma_i \cdot \alpha}{\Delta \sigma_{r_0}} \right)^m \dots \dots \dots (5.12)$$

ここで、

N_0 : 2×10^6 回

$\Delta \sigma_i$ 、 n_i : 変動応力を応力範囲頻度解析した i 番目の応力範囲とその繰返し数

$\Delta \sigma_{r_0}$: その継手の 2×10^6 回強度

k : 頻度解析した応力範囲の種類数

m : その継手の $\Delta \sigma - N$ 線図の勾配を決める係数

α : 実応力比 (特に定めない場合は $\alpha = 1.0$ とする)

しかし、過去の応力履歴に関するデータを得ることは非常に困難なことが多く一般にはある仮定にもとづく条件下で算定することが多い。この場合の $\Delta \sigma_i$ と n_i の求め方にはいくつかの方法があり、一般には、簡便化を図れば図る程安全側に過大な評価をすることになる。

次に、これから許容出来る疲労損傷度 D_{aT} は、式(5.10)より次のように表すことができる

$$D_{aT} = 1 - D_{PT} \dots\dots\dots (5.13)$$

また、 D_{aT} は余寿命 (T_r) を用いて、次のように表すことができる。

$$D_{aT} = (\text{今後受けるであろう疲労損傷度の年間累計}) \times T_r$$

すなわち、

$$D_{aT} = \frac{1}{N_0} \cdot \sum_{i=1}^{k_a} \left\{ n_{aeq(i)} \cdot \left[\frac{\Delta \sigma_{a(\ell+i)max(i)} \cdot \alpha}{\Delta \sigma_{r0}} \right]^m \right\} \cdot T_r \dots\dots\dots (5.14)$$

ここに、

N_0 : 2×10^6

σ_{r0} : その継手の 2×10^6 回強度

$\Delta \sigma_{a(\ell+i)max(i)}$: 将来走行する各列車によって生じる最大応力範囲

m : $\Delta \sigma - N$ 線図の勾配を決める係数

$n_{aeq(i)}$: 通過する各列車の最大応力範囲に対する1年間当たりの等価繰返し数

k_a : 将来走行することが計画されている列車の種類数

α : 実応力比 (特に定めない場合は $\alpha = 1.0$ とする)

$$n_{aeq(i)} = \sum_{i=1}^{nn} \left\{ n_{(i)} \cdot \left[\frac{\Delta \sigma_{(i)}}{\Delta \sigma_{a(\ell+i)max}} \right]^m \right\} \cdot N_y \dots (5.15)$$

$\Delta \sigma_{(i)}, n_{(i)}$: 列車が走行した時に生じる変動応力を頻度解析し、その結果から得られた各応力範囲とその繰返し数

nn : 一列車が通過した時の頻度解析で得られた応力範囲の数

N_y : 一年間に通過した列車本数, 不明の場合は $N_y = 365 \times n_{ad}$

n_{ad} : 一日当たりの通過本数

であり、この関係を用いて、式(5.14)に示す式から余寿命 (T_r) を求めると、

$$T_r = \frac{N_o \cdot (1 - D_{PT})}{\sum_{i=1}^{k_a} \left\{ n_{aeq(i)} \cdot \left[\frac{\Delta \sigma_{a(e+i)max(i)}}{\Delta \sigma_{fo}} \cdot \alpha \right]^m \right\}} \quad \dots (5.16)$$

すなわち、余寿命 (T_r) は、これまで受けた疲労損傷度の累積 (D_{PT}) と、将来走行する計画にある各列車の最大応力範囲、および一列車当たりの等価繰返し数を用いて算出することができる。

一方、余寿命を想定して補強設計しようとする場合の疲労許容応力度の目安は、以下に示すような算定式で推定することができる。

$$\Delta \sigma_{(e+i)max(i)} = \sigma_{fo} \cdot 1/\alpha \cdot \left[\frac{2 \times 10^6}{T_r \cdot \sum n_{aeq(i)}} \cdot (1 - D_{PT}) \right]^{1/m} \quad \dots (5.17)$$

ここに、

- T_r : 余寿命
- $n_{aeq(i)}$: 2×10^6 回強度 (σ_{fo}) に換算した今後通過するであろう列車による、等価繰返し数
- D_{PT} : 今後許容できる累積疲労損傷度
- i : i 種類目の列車

以下にそれらの方法を示す。また、図-5.6 には、評価方法の基本的な処理の流れ図を示す。

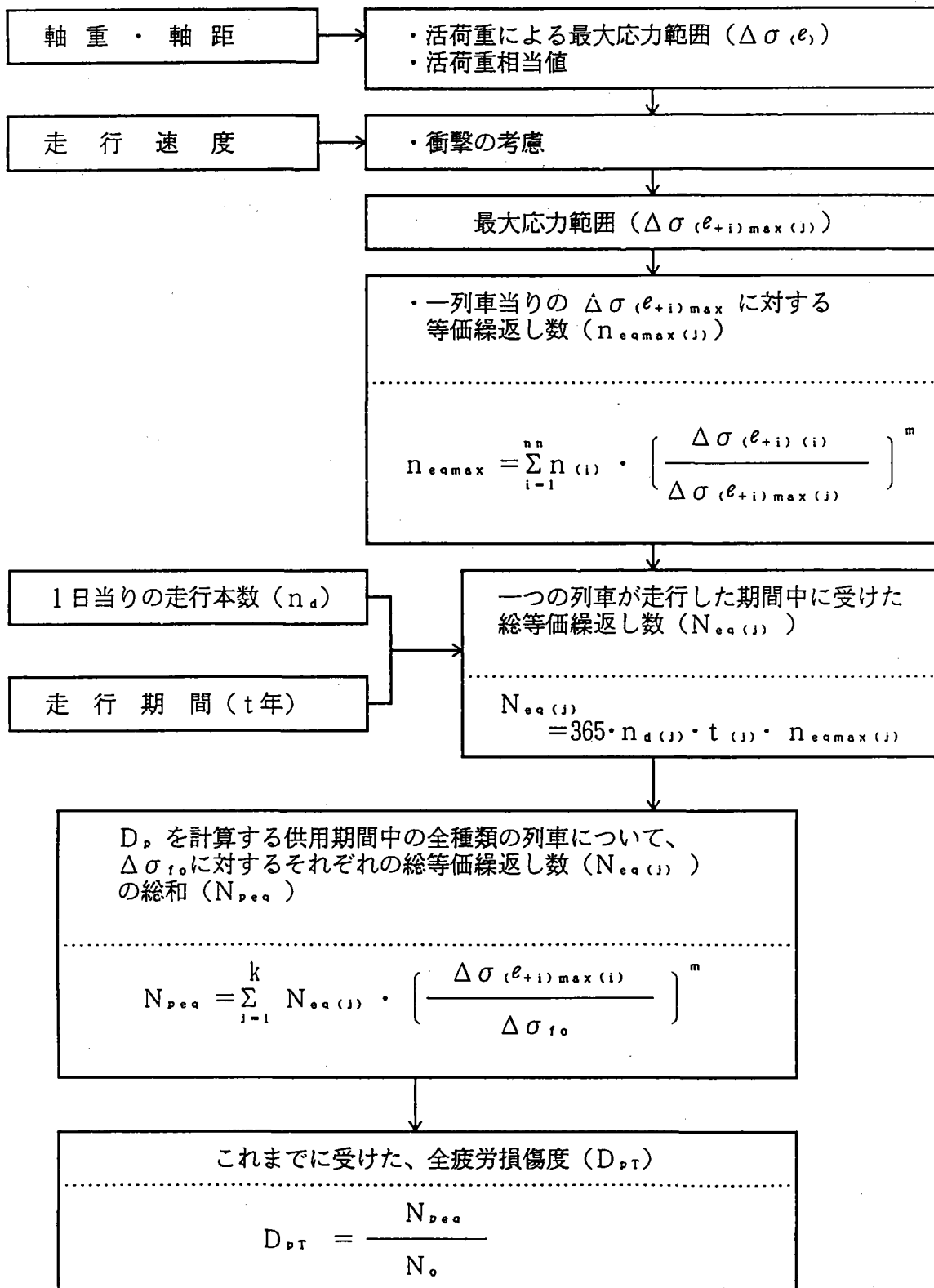


図-5.6 これまでに受けた疲労損傷度の算定手順

6. 使用性（主に走行性）

構造物における使用性の評価とは、前述した「損傷度」や、「健全性」は構造物の基本的な性能（主に強度面）に対するものであるのに対し、「使用性」の評価は特別に要求する性能、もしくはある使用条件に対し保持すべき性能に対比し判定されるものである。

いいかえると「損傷度」や「健全性」はある固定条件（値）に対する対比であるのに対し、「使用性」は相対的条件に対する対比として行われる。

例えば、走行性の面では次に示す項目等がこれに当たる。

- (1)速度向上の判断
- (2)速度制限もしくは速度制限の解除

また、評価に用いる主なデータ項目は、次のとおりである。

- (1)構造物の初期たわみ（キャンバー）
- (2)動的たわみと振動数（載荷時、無載荷時）
- (3)Rolling（横揺れ）
- (4)列車通過時の車両に生じる加速度と振動数

また、評価は次の項目について行う。

- (1)たわみの限度値
たわみ（たわみ比）と速度、スパンとの関係に対する限界値
- (2)横振れ限度値
横振れ量と速度との関係
卓越振動数もパラメーターとなる。
- (3)横振れに対する乗心地

これらに対する評価は一般にかなり専門的な解析を必要とするが、鉄道橋では一般に松浦の提案する²²⁾手法と基準を用いている。

7. 維持管理における評価診断の事例

7. 1 疲労損傷に対し通常検査を補助する検査ドキュメント（SID）の作成¹⁹⁾

列車走行による応力やその繰り返しが非常に多くなり、設計時に想定したものを越える可能性の出た鋼橋に対して安全を保证するために設けられた維持管理手法で、既に診断システムとして開発され²³⁾新幹線等の診断に導入されている。

(1)対象とする損傷の概要

この例は電車専用線区における鋼橋の疲労損傷に対するもので、設計時に想定していた耐用期間の3分の1程度供用した時点で既に100万本の列車が走行している。このために、部材によっては1列車の走行時に約15～30回の繰り返し応力が作用し、既に総繰り返しが2000万回を超える部材も出てきている。

また対象となる継手は、主要部材に多く用いられている縦方向溶接継手で、その疲労強度はブローホールの大きさによって左右される。

さらに、もし疲労き裂が発生しても初期の段階で発見することは難しく、事前に予防保全的維持管理が必要となる損傷の代表的事例である。

(2)評価手法

図-7.1 に評価の流れを示す。また、この手法を取り入れた場合の維持管理業務の流れを図-7.2 に示す。

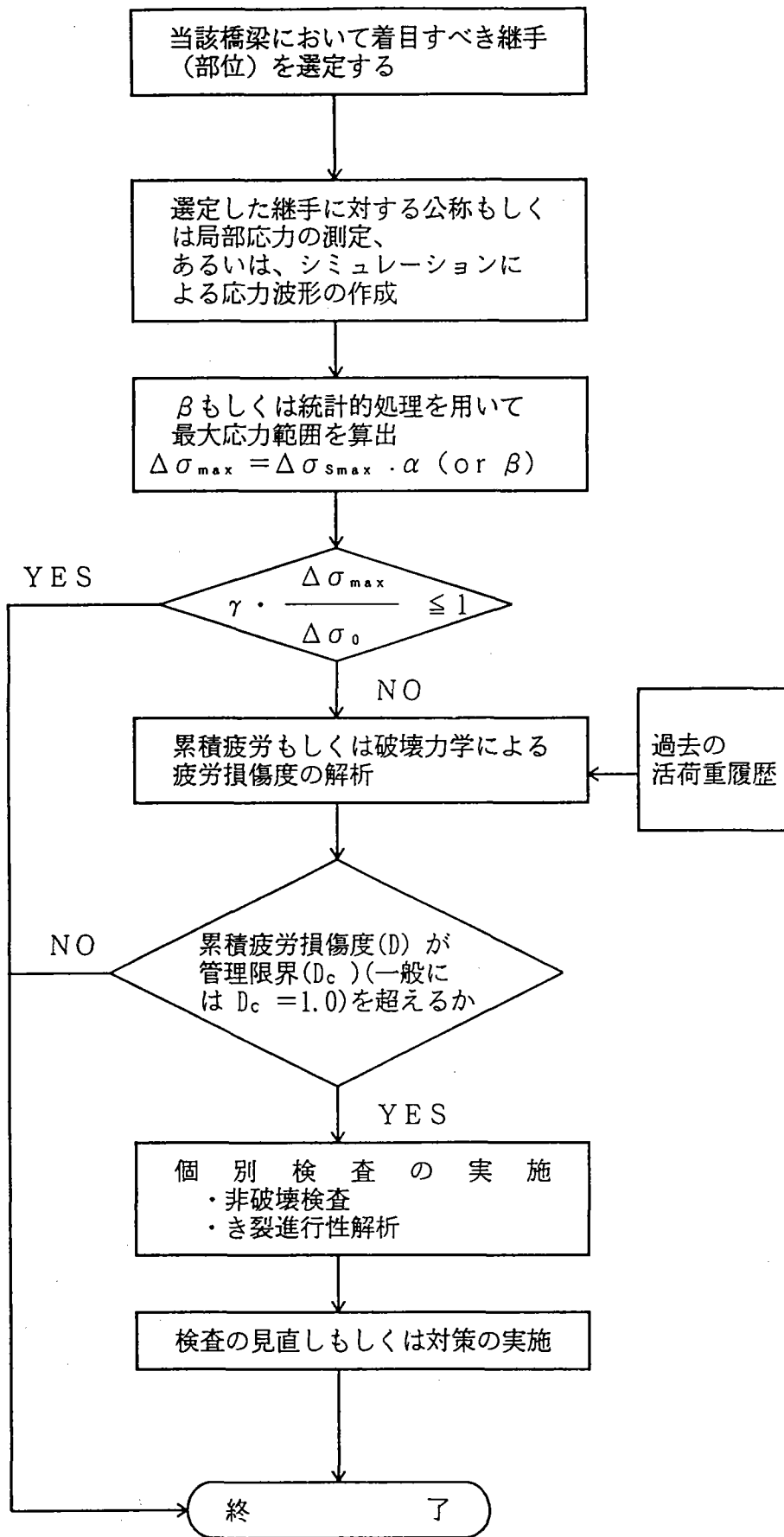
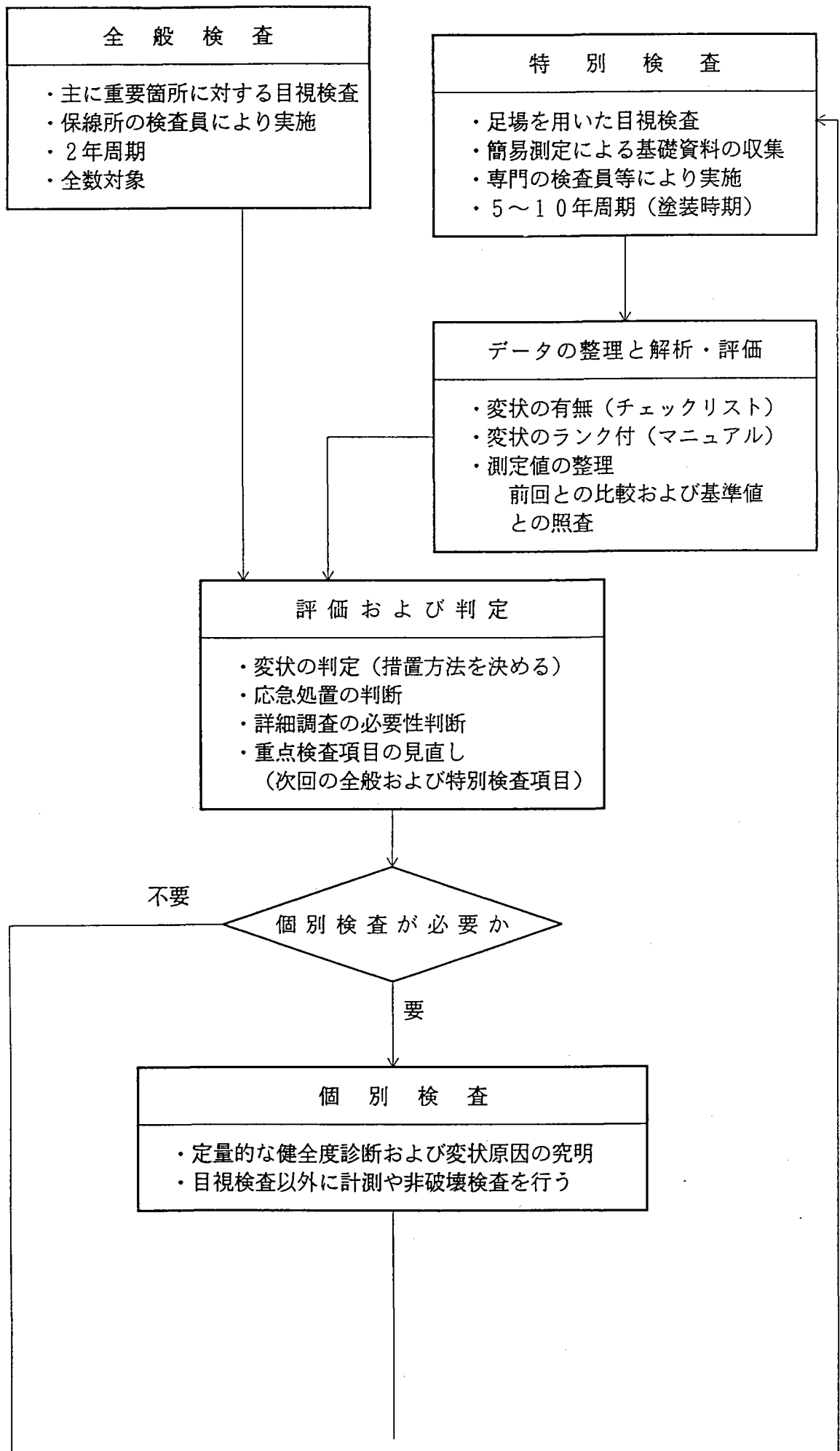


図7. 1 疲労損傷に関する照査の流れ



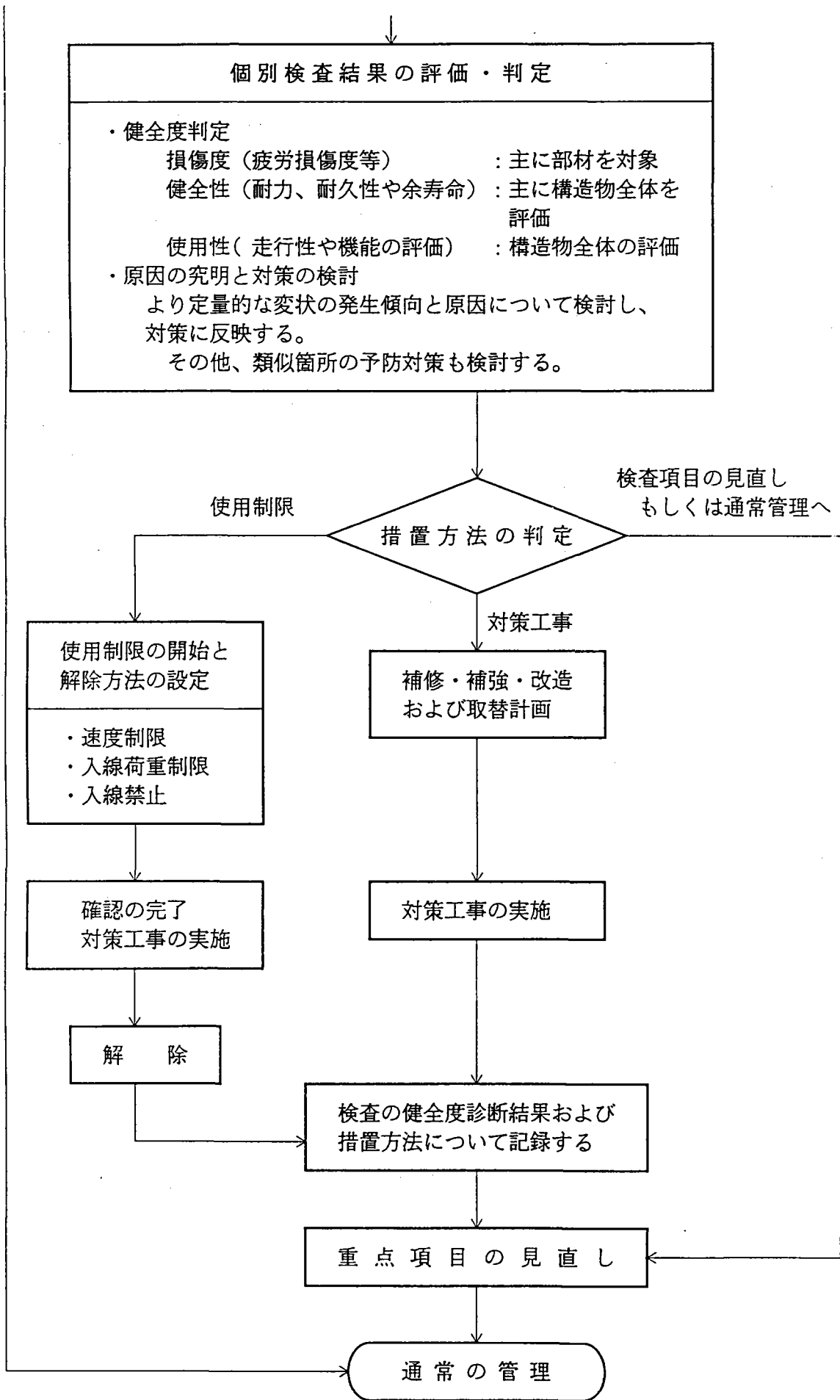


図 7. 2 新幹線における鋼橋の検査の流れ

参 考 文 献

- (1) 西野保行、小西純一：現存するわが国最初の鉄道用鉄桁、第7回日本土木史研究発表会論文集、1987.6
- (2) 道路統計年報MT
- (3) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究Ⅲ、土木研究所資料、No.2682、1988.12
- (4) 東京都建設局：橋梁の点検要領、平成元年3月
- (5) A A S H T O : Manual FOR Maintenance Inspection of Bridges, 1983
- (6) 土木学会：建造物保守管理の標準(案)同解説・鋼構造物、1987.2
- (7) A R E A、Chapter15、steel structure, 1981
- (8) 土木学会：建造物設計標準解説・鋼鉄道橋、1983.4
- (9) 運輸省鉄道局：鉄道構造物等設計標準(鋼・合成構造物)、1991.12
- (10) 大野正二郎：鋼桁の実耐率の計算、構造物の設計資料、No.8
- (11) 日本国有鉄道施設局土木課：鉄桁強度設計指針(案)
- (12) 阿部英彦、足立成之、中村征一：鋼橋の実耐率と制限速度、構造物設計資料、No.37 1974.3
- (13) 座談会：橋梁の耐用年数・安全率の概念と設計強度、橋梁と基礎、Vol.2、No.1 pp6～11、1968ほか
- (14) 村上温：維持管理と設計寿命、土木計画シンポジウム、土木施設の維持管理 PP30～36. No.17、1983.6
- (15) 榎本守：土木構造物の寿命とは何か、土木学会誌、1985.8
- (16) 宮崎昭二：橋の寿命、川田技報、Vol.3、PP5～9、1983
- (17) 小堀為雄：耐用年数の定義、土木学会誌、1983.10
- (18) 三木千寿：鋼構造の耐用年数、土木学会誌、1983.10 ほか
- (19) 阿部允、内藤繁、小芝明弘、阪本謙二：鋼鉄道橋の維持管理における疲労の評価 鉄道総研報告、Vol.6, No.4, 1992.4
- (20) 三木千寿、坂野昌弘：疲労亀裂進展解析による疲労設計曲線の検討、構造工学論文集、No.894、1974.3
- (21) 竹名興英、川上博道、浅川和夫、阿部允：経年劣化したリベットプレートガードの疲労強度、鉄道技術研究所報告、No.1339、1987.2
- (22) 松浦章夫：新幹線橋梁における橋桁の鉛直たわみの許容限度、鉄道技術研究所報告 No.894、1974.3
- (23) 堀口哲夫、島村誠、阿部允：従来技術を重視した鋼鉄道橋の維持管理システムの構築、土木学会第46回年次講演会、1991.9

健全度評価に用いる荷重

三ツ木 幸子 トピー工業(株)鉄構事業部技術総括部設計部

目 次

1. まえがき	425
2. 設計荷重と健全度評価に用いる荷重	426
3. 限界状態設計法における荷重の設定	426
4. 設計荷重	427
4. 1 我が国の道路橋の設計活荷重の変遷	
4. 2 海外で用いられている荷重	
4. 3 鉄道橋の耐用年数の算定に用いる列車荷重と通過本数	
5. 活荷重の実測と健全度を評価するための荷重	440
5. 1 終局限界状態を照査するための荷重	
5. 1. 1 活荷重実態調査(交通実態調査)	
5. 1. 2 L荷重シミュレーションのモデル設定	
5. 1. 3 T荷重のシミュレーション	
5. 1. 4 T荷重の実測値	
5. 1. 5 鋼橋の安全性照査方法	
5. 2 疲労限界状態を照査するための荷重	
5. 2. 1 疲労限界状態の照査方法を検討するための 供用下での実測	
5. 2. 2 疲労限界状態を照査するための荷重規定	
5. 2. 3 T L荷重による疲労限界状態の自動照査	

2. 7 健全度評価に用いる荷重

1. まえがき

昭和40年代に入る頃より、我が国のモータリゼーションの急激な発展にともない、交通管理上、道路橋の供用荷重の設定が必要となった。すなわち、設計荷重を上回る車両交通やその許認可に関する行政的・技術的な判断基準が必要となり、建設省土木研究所を中心に供用荷重に関する多くの調査研究が実施された。

この頃の設計（評価）および研究の特徴を以下にまとめる。

- ① 基本思想として許容応力度法に立脚している。
- ② 活荷重実態の調査よりT荷重 $P = 8\text{ t}$ が疑問視され20%増が提案される。しかし、交通パターンに依存するL荷重系については、統計解析法の未発達もあり、全体として十分な検討ができていない。
- ③ 多数の載荷試験より、鋼橋（プレートガーダー・トラス）に関する部材係数とも言える K_s 値が得られている。
- ④ 損傷に対する明確な評価法が確立されていない。

これらは、昭和48年に鋼道路橋供用荷重算定指針（案）としてまとめられた。

一方、コンクリート橋については、耐荷力評価の方法が当時確立されていなかったため、昭和50年代に入り検討されることになった。これは、昭和51年コンクリート橋耐荷力算定指針（案）としてまとめられた。その特徴を以下にまとめる。

- ① 終局曲げモーメントに着目し、許容応力度は考えていない。
- ② 耐荷力の評価方法によって f 値を変化させている。
- ③ 耐荷力安全率 γ を曲げ破壊としてみて、荷重側を β としているが、 β の評価は交通状況により異なるため、参考値を示している。
- ④ 損傷に関係してひびわれ幅の検討を行なっている。

以上のように行政・交通管理の必要上行なわれた供用荷重の設定に対する研究は、昭和50年代初頭に終わっている。

昭和50年初頭より、各国の橋梁の設計法は荷重係数法・限界状態設計法へ移行しつつある。この設計法は、『橋梁など構造物の耐荷性能の評価はバラツキを考慮して信頼性理論に基づいて行なうことが合理的である』という考えに基づくものである。この移行は β 法などの実用式により急速に進んだ。各国の設計規準はほとんど昭和50年代に限界状態設計法で書き換えられたが、我が国ではいまだ改訂に至っていない。

このように新設橋の設計法への限界状態設計法の考え方の導入が行なわれてきたが、これに対して、健全度を評価するための荷重の設定にこの考え方を導入する動きは、昭和50年代後半より展開された。すなわち、初期の段階の健全度を評価するための荷重す

なわち供用荷重の算定のために用いられる各種係数には、行政的配慮がかなり含まれていた。その後、この係数を区分し、実態バラツキを考慮して信頼性解析を行なって、個別の係数として明確な値を設定することが試みられてきた。しかしながら、必ずしもすべての係数が与えられておらず、その適用については現在も検討の段階である。

以上のように荷重は、常にその設計方法と密接な関係を持って設定されている。以下、荷重について、設計法に関係させてまとめる。

2. 設計荷重と健全度評価に用いる荷重

ここでは、まず、静的耐力の照査に用いる荷重と疲労照査に用いる荷重に分けて、さらに、それぞれについて新設橋の設計に用いる荷重と既設橋の健全度の評価に用いる荷重に分けて表-1にまとめる。

表-1 新設橋の設計と既設橋の健全度評価に用いる荷重

対象の橋 照査対象 ¹⁾	新設橋（設計照査）	既設橋（健全度の評価）
静的耐荷力	例えば、L-20,T-20,TT-43荷重などで、橋梁にとって最も不利となるような状態を想定して設定されている。また、建設省で検討されているシミュレーションもこのような状態を明らかにするために用いられているものと考えられる。	新設橋の設計荷重をそのまま準用することが多い。ただし、この場合、橋が特定されるため、その交通実態調査による実態に合ったデータの採用、寿命などの条件の設定による荷重の設定が可能となる。
疲労	安全側の交通状態を想定して、それらを代表するような荷重とその交通量を規定する。例えば、JSSC疲労設計指針では、T-20荷重を設計荷重とし、その交通量は大型車の交通量とすることが考えられている。BS-5400、カナダオントリオコードなども同様。	静的耐力の場合と同じ様に、新設橋の値が採用できる。ただし、橋が特定されるため、その交通実態調査などにより実態に合ったデータの採取、寿命などの条件の設定による荷重の設定が可能となる。

注1) 限界状態設計法では、限界状態という言葉になるが、ここでは、許容応力度設計法も対象としているので、終局限界状態および使用限界状態の言葉は使わずに、照査対象として、静的耐荷力という表現を用いた。

なお、現在、我が国で既設橋の健全度評価に一般に用いられている荷重は、『鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針（案）』の供用荷重である。この供用荷重は『その荷重まで供用が許される荷重』として定義され、これは耐荷力を様々な条件から求まる補正係数で補正して荷重表現したものである。

3. 限界状態設計法における荷重の設定

限界状態設計法では、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態が定義され、各限界状態に対する照査が行なわれる。なお、疲労限界状態を使用限界状態に含める場合もあるが、ここでは区別する。

限界状態設計法では、荷重や強度は実態バラツキを考慮し、統計確率の手法を用いて

信頼性解析を行なって設定される。このため、実態調査を行ない、得られた実測値を各照査目的に合わせて解析し、設計荷重を得る。この基本的な考え方は、新設橋の設計荷重にも、健全度を評価する荷重にも適用される。両者の違いは、既設橋の健全度では、橋が特定され、その交通実態に合せたデータの採取、寿命などの条件の設定による解析が可能となる点である。

なお、終局限界状態に対しては静的耐荷力すなわち最大荷重についての検討が、疲労限界状態に対しては、応力範囲（荷重範囲）についての検討が行なわれる。

4. 設計荷重

設計荷重は、時代の経過と共に何回か改訂されてきた。したがって、既設橋の耐荷力および耐久性について評価する場合、対象の橋がどのような荷重で設計されたかを知ることが重要である。

そこで、まず、道路橋の設計活荷重の変遷を概観する。その後、比較のため、海外の道路橋の荷重および鉄道の荷重について若干まとめる。

4.1 我が国の道路橋の設計活荷重の変遷

道路橋の設計活荷重は、表-2に示すように推移してきている。初めて、明治19年の国県道の築造標準において活荷重に関する規定が盛り込まれ、車道および歩道に対して等分布活荷重が規定された。その後、大正8年に車両荷重が規定され、つづいて、大正15年には、車両荷重の若干の増加、等分布荷重の低減、衝撃係数の新設からなる改訂が行なわれ、さらに、昭和14年に車両荷重の若干の増加、等分布荷重の低減、衝撃規定の変更からなる改訂が実施された。この昭和14年までの活荷重規定は、活荷重の大きさから見ると、本格的な自動車交通時代が到来する以前の道路交通状態を反映したもの、すなわち、十分安全側の規定になっていると考えられる。

昭和31年に、現行活荷重体系の根幹をなすTL-20, TL-14荷重への移行が実施された（表-3、図-1および図-2参照）。当時、車両の大型化は進みつつあったが、自動車荷重として採用した20tの車重をもつ車は一般的なものではなく、TL-20への変更は、将来の車両の大型化を予測し、それを考慮することによって行なわれた。その後、一般道路に適用される活荷重規定については、昭和39年に主載荷荷重、従載荷荷重規定の導入、昭和47年に橋種別の表-4に示す衝撃係数の規定が組み込まれているが、TL-20, TL-14からなる設計活荷重体系は、変更されずに現在に至っている。

重交通が予想される湾岸道路、高速自動車国道およびこれらの道路と一体的に機能することとなる幹線的な道路については、昭和48年にトレーラー荷重を考慮したTT-43荷

表-2 道路橋設計活荷重の変遷 (その1)

名称	橋の等級		活荷重				衝撃係数	
	道路の種類	等級	車道		歩道	載荷方法		
			車両荷重		等分布荷重 大正8年,15年では 群集荷重と称す			群集荷重 昭和14年では, 等分布荷重と称す
			自動車	転圧機				
明治19年8月(1886)国県道の築造標準内務省訓令第13号	国道 県道	規定なし	規定なし			橋上満面に積載する	規定なし	
大正8年12月(1919)道路構造令および街路構造令(内務省令)	街路	規定なし	3,000貫 (11.250kgf)	15tf	15貫/尺 ² (≒613kgf/m ²) 径間に応じ相当軽減できる		規定なし	
	国道	規定なし	2,100貫 (7.875kgf)	12tf	12貫/尺 ² (≒490kgf/m ²) 径間に応じて軽減できる			
	府県道	規定なし	1,700貫 (6.375kgf)	別に規定なし	12貫/尺 ² (≒490kgf/m ²) 径間に応じて軽減できる			
大正15年6月(1926)道路構造に関する細則案(内務省土木局)	街路	一等橋	12tf	14tf	主げた, 主構 120,000/(170+L) ≤600kgf/m ² 主げた, 主構以外 600kgf/m ²	主げた, 主構 100,000/(170+L) ≤500kgf/m ² 主げた, 主構以外 500kgf/m ²	1.自動車は橋梁の縦方向に1台とする 2.転圧機は1橋梁につき1台とし他の車両と同時に載荷しない 3.車両は横の方向に4台まで 4.群集荷重は自動車転圧機の左右前後に等布する $i = \frac{20}{60+L} \leq 0.3$ [群集荷重, 転圧機荷重は衝撃を, 考えない]	
	国道	二等橋	8tf	11tf	主げた, 主構 100,000/(170+L) ≤500kgf/m ² 主げた, 主構以外 500kgf/m ²	主げた, 主構 80,000/(170+L) ≤400kgf/m ² 主げた, 主構以外 400kgf/m ²		
	府県道	三等橋	6tf	8tf	二等橋	二等橋		

表-2 道路橋設計活荷重の変遷 (その2)

名称	橋の等級		活荷重			衝撃係数		
	道路の種類	等級	車道		歩道		載荷方法	
			車両荷重					等分布荷重 大正8年,15年では 群集荷重と称す
			自動車	転圧機				
昭和14年2月 (1939)鋼道路 橋設計示方書 案(内務省土 木局)	国道および 小路(I)等 以上の街路	一等橋	13tf	17tf	$L < 30m$ $500kgf/m^2$ $30m \leq L \leq 120m$ $(545-1.5L)kgf/m^2$	1. 自動車は縦方向に 1台,横方向に制限 しない 2. 転圧機は1橋1台 で他の活荷重と同時 に負荷しない 3. 等分布荷重は自動 車の前後左右に分布 する。車道の床版縦 げたの設計には考え ない	$i = \frac{20}{50+L}$ [群集荷重, 転圧機荷重 は衝撃を, 考えない]	
	府県道およ び小路(II) 等以上の街 路	二等橋	9tf	14tf	$L < 30m$ $400kgf/m^2$ $30m \leq L \leq 120m$ $(430-L)kgf/m^2$			
			(注) 小路(I)等…幅員8m以上の街路 小路(II)等…幅員4m以上8m未満の街路					

表-2 道路橋設計荷重の変遷 (その3)

名 称	橋 の 等 級		活 荷 重					衝 撃 係 数			
	道路の種類	等 級	車 道			歩 道	負 載 の 方 法				
			車 両 荷 重	等 分 布 荷 重		群集荷重					
昭和31年5月 (1956) 鋼道 路橋設計示方 書 (日本道路 協会)	一級国道, 二級国道, 主要地方道	一等橋	20tf (T-20)	荷重	等 分 布 荷 重		500kgf/m ² 主桁 350kgf/m ²	1.床および床組の車 道部はT荷重とし、 自動車は縦方向に1 台、横方向に制限し ない 2.上げたにはL荷重 とし載荷範囲は制限 しない。線荷重は1 橋につき1個			
				L-20	$a \times 5,000$ kgf/m	$a \times 350$ kgf/m ²			$a \times (430-l)$ kgf/m ²		
	都道府県道 市町村道	二等橋	14tf (T-14)	L-14	一等橋の70%						
(注) 床および床組の設計……T荷重 上げたの設計………L荷重			(注) $a = 1 - \frac{w-5.5}{50} (l \geq a \geq 0.75)$ $w = L$ 荷重の載荷幅 (m)					$i = \frac{20}{50+l}$ [歩道の群集荷 重は衝撃を生 ぜしめない]			
昭和39年8月 (1964) 鋼道 路橋設計示方 書 (日本道路 協会)	同 上		同 上	荷重	主載荷荷重 (幅5.5m)		従載荷 荷 重		同 上	同 上	同 上
	L-20	5,000	等 分 布 荷 重 b kgf/m ²		主車線 荷重の 50%						
			$l \leq 80$			$l > 80$					
L-14	一等橋の70%										
昭和47年3月 (1972) 道路 橋示方書I共 通編 (日本道 路協会)	一般国道, 都道府県道 市町村道	一等橋	20tf (T-14)	同 上			床版およ び床組 500kgf/m ² 上げたは 下段にす る	同 上	橋 種	衝撃係数 <i>i</i>	備 考
				(注) 床版および床組の設計……T荷重 上げたの設計………L荷重	支間 (m)	$l \leq 80$			$80 < l \leq 130$	$l > 130$	鋼 橋
	荷重 (kgf/m ²)	350	430-l			300	鉄筋コン クリート 橋		$i = \frac{20}{50+l}$	T荷重	
											$i = \frac{7}{20+l}$
						プレスト レストコ ンクリ ート橋	$i = \frac{20}{50+l}$		T荷重		
						$i = \frac{10}{25+l}$	L荷重				
昭和48年4月 (1973) 特定 の路線にかか る橋、高架の 道路等の技術 基準について (建設省都市 局長道路局長)	湾岸道路 高速自動車国道 その他		43tf (T-43)								1.床版および床組の 車道部はT-T-43を 縦方向1台、横方向 2台とし横方向にT -20を載する 2.上げたにはL-20 とし主載荷重部にT -43を横方向に2 台載する

表-2 道路橋設計荷重の変遷 (その4)

名 称	橋 の 等 級		活 荷 重					負 載 の 方 法	衝 撃 係 数							
	道路の種類	等 級	車 道				歩 道		群集荷重	橋 種	衝撃係数 <i>i</i>	備 考				
			車 両 荷 重	等 分 布 荷 重									従 載 荷 重			
昭和55年2月 (1980) 道路 橋示方書1 共 通編 (日本道 路協会)	一般国道、 都道府県道 市町村道	一等橋	20tf(T-14)	荷重	主載荷荷重 (幅5.5m)		従載荷 荷重	床版およ び床組 500kgf/m ² 上げたは 下段にす る	1.床および床組の車 道部はT荷重とし、 自動車は縦方向に1 台、横方向に制限し ない。 2.上げたにはL荷重 とし載荷範囲は制限 しない。線荷重は1 橋につき1個	鋼 橋	$i = \frac{20}{50+l}$					
	都道府県道 市町村道	二等橋			14tf(T-14)	等 分 布 荷 重							主車線 荷重の 50%			
			線荷重 <i>P</i> kgf/m ²	<i>P</i> kgf/m ²												
				L-20	5,000	350	430- <i>l</i> ≥ 300							鉄筋コン クリート 橋	$i = \frac{20}{50+l}$	T 荷重
				L-14	一等橋の70%										$i = \frac{7}{20+l}$	L 荷重
				(注) 床版および床組の設計……T荷重 上げたの設計………L荷重		支間 (m)	<i>l</i> ≤ 80						80 < <i>l</i> ≤ 130	<i>l</i> > 130	プレスト レストコ ンクリー ト橋	$i = \frac{20}{50+l}$
					荷重 (kgf/m ²)	350	430- <i>l</i>	300		$i = \frac{10}{25+l}$	L 荷重					
			湾岸道路 高速自動車国道 その他	43tf(TT-43)					1.床版および床組の 車道部はTT-43を 縦方向1台、横方向 2台とし横方向にT -20を載する 2.上げたにはL-20 とし主載荷重部にT T-43を横方向に2 台載する							
			(昭和48年4月 (1973) 特定 の路線にかか る橋、高架の 道路等の技術 基準について (建設省都市 局長道路局長)													

表-3 T荷重

橋の等級	荷重	総荷重 W(t)	前輪荷重 0.1W (kg)	後輪荷重 0.4W (kg)	前輪輪帯幅 b ₁ (cm)	後輪輪帯幅 b ₂ (cm)	車輪接地長 a (cm)
1等橋	T-20	20	2,000	8,000	12.5	50	20
2等橋	T-14	14	1,400	5,600	12.5	50	20

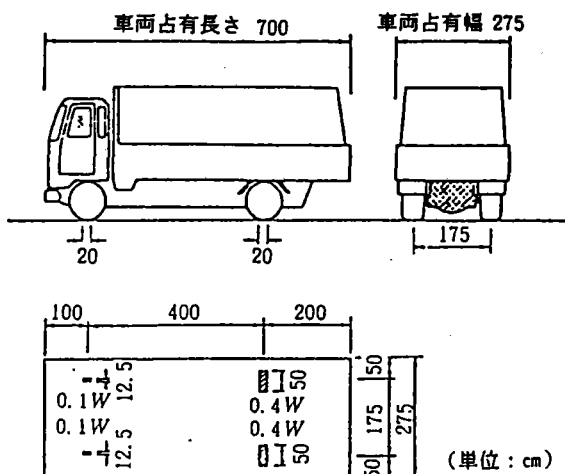


図-1 T荷重

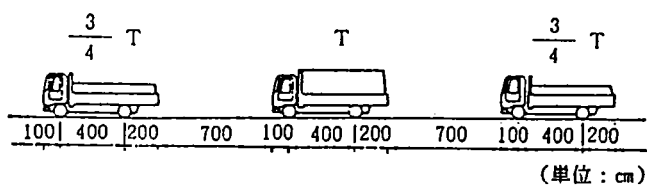


図-2 連行自動車荷重 (L荷重)

表-4 衝撃係数

橋種	衝撃係数, i	備考
鋼橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T荷重, L荷重の使用の別にかかわらない。
鉄筋コンクリート橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T荷重を使用する場合
	$i = \frac{7}{20+L}$	L荷重を使用する場合
プレストレストコンクリート橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T荷重を使用する場合
	$i = \frac{10}{25+L}$	L荷重を使用する場合

L: 支間(m)

重が設定され、運用されている。

以上から分るように、改訂とともに自動車荷重1台の重量は増大し、逆に自動車荷重列を想定した等分布荷重は減少している。この改訂は、時代の交通実態、車両実態を反映するように、さらには将来の交通、車両動向を踏まえて行なわれ、より合理的な規定を目指して実施されてきた。

なお、実際の設計では、表-4に示す自動車走行に伴う動的効果を考慮するための衝撃係数 i を用いて、上述の設計活荷重を $(1+i)$ 倍した荷重が用いられる。

以上、道路橋の活荷重の変遷を概観したが、これらの荷重はすべて許容応力度法で用いられている。

4.2 海外で用いられている荷重

我が国では、道路橋に対しては前述した設計荷重が用いられてきた。これを、海外の道路橋の設計荷重と比較するため、まず、主載荷荷重、従載荷荷重と載荷方法の特徴について、道路橋示方書、AASHTO、BS-5400、OHBDとについて表-5と表-7に示す。

表-5 海外の道路橋の活荷重の規程の比較

	道路橋示方書	AASHTO	BS-5400	OHBD
主載荷荷重		1車線毎	1車線毎	1車線毎
線荷重	5000kg/m	8000kg 11600kg	12000kg	図-6,7 参照
等分布荷重	350kg/m ² : L ≤ 80m 430-Lkg/m ² : 80 < L ≤ 130 300kg/m ² : 130 < L	940kg/m	3000kg/m: L ≤ 30 15100/Lkg/m: 30 < L ≤ 380 900kg/m: 380 < L	
従載荷荷重	主載荷荷重の50%	規程無し	主載荷荷重の1/3	無し

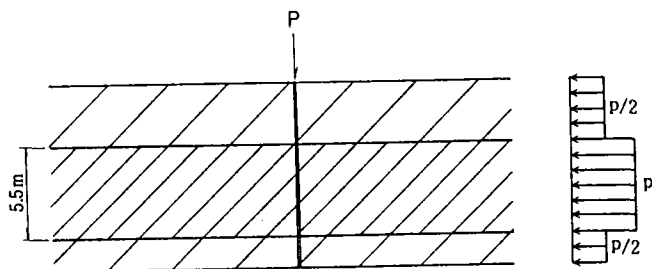


図-3 L-20 (道路橋示方書)

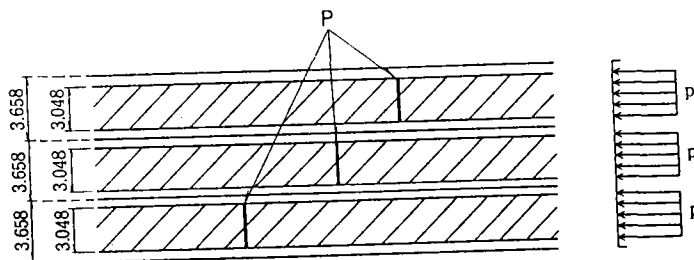


図-4 H-20 (AASHTO)

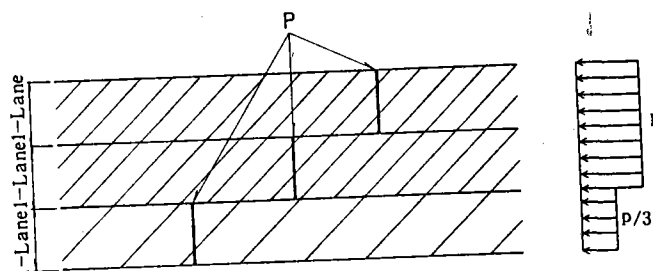


図-5 H·A (BS-5400)

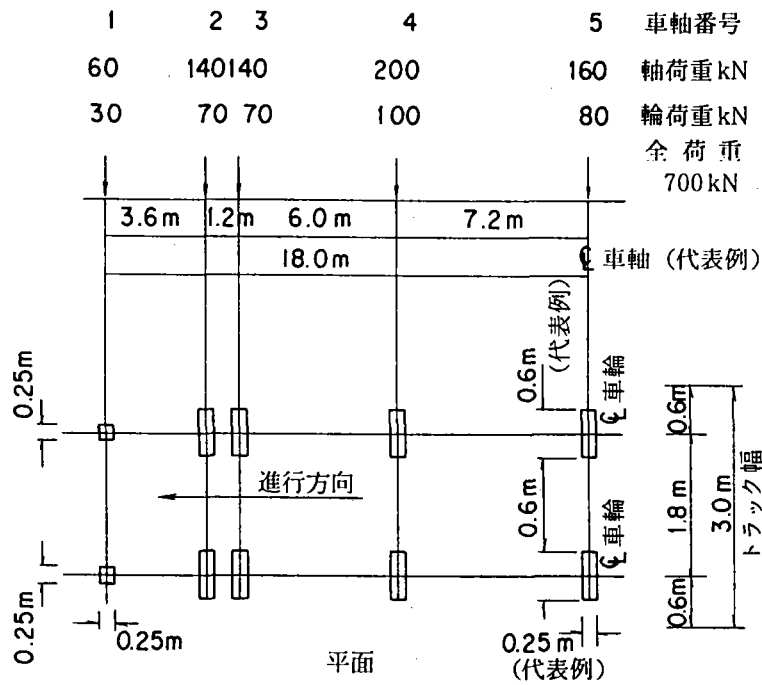


図-6 OHBDトラック

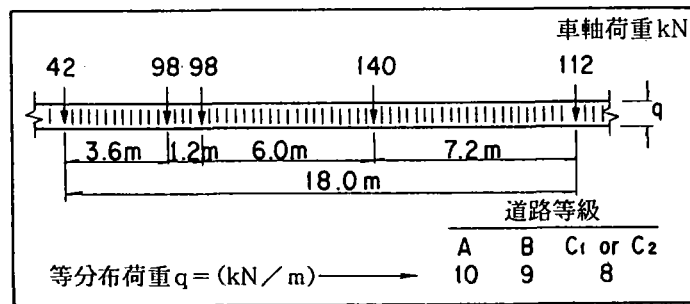


図-7 OHBD車線荷重

表-6 道路の等級

1車線当たりの既知または 計画平均日交通量 (台)	交通量のデータがない時 のみに用いる分類基準	道路の等級
トラック交通量 > 1000 または 交通量 > 4000	主として通過交通のための 道路	A
250 < トラック交通量 ≤ 1000 または 1000 < 交通量 ≤ 4000	通過交通と道路に接続する 土地への出入り交通とが同 程度に重要な道路	B
50 < トラック交通量 ≤ 250 または 100 < 交通量 ≤ 1000	商用トラックが多少通る, 主として道路に接続する土 地への出入りのための程路	C ₁
トラック交通量 ≤ 50 または 交通量 ≤ 100	商用トラックがほとんどま たは全く通らない, 主とし て道路に接続する土地への 出入りのための道路	C ₂

ここで、OHBDの主載荷荷重は、図-6に示すOHBDトラック荷重または図-7に示す車線荷重となっている。OHBDの車線荷重は、格軸重を70%に減じたOHBDトラック1台に、図-7で道路等級毎に与える強度 q の等分布荷重を車線中央部3m以内の幅で同時載荷したものからなる。なお、車線荷重のうち、等分布荷重は表-6に示す道路の等級毎に図-7に示すように与えられている。

表-7 載荷方法の特徴

<p>道路橋示方書 (1980, 日本) L-20</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 影響線の正の部分に載荷。 2) 主載荷荷重は幅5.5mで、最も不利な位置に載荷。残りの部分は従載荷荷重。 3) 線荷重は1橋に1カ所、橋軸直角方向に通す。 												
<p>AASHTO (1983, 合衆国) H-20 Loading</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 1車線3.658m, 載荷幅3.048m。 2) 車線および車線内での載荷幅は、設計する部材に最も不利なように取る。車線の端数部分、車線内での載荷幅以外の部分には載荷しない。 3) 線荷重の位置は、各車線ごとに定める。 												
<p>BS-5400 (1978, イギリス) HA-Loading</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) L (Loaded Length) は影響線の正の部分の和をとる。 2) 主載荷荷重は2車線、他は従載荷荷重とする。主載荷荷重をとる車線は、最も不利な影響を与えるように選ぶ。 3) 1車線は車道幅員を車線数で割ったものとする。車線荷重は車線内で一様分布させる。 4) 線荷重位置は車線ごとに定める。 5) 車線数は以下の通り。 <table style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>4.6m以下</td> <td>車道幅員/3.0 (端数あり)</td> </tr> <tr> <td>4.6~7.6</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>7.6~11.4</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>11.4~15.2</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>15.2~19.0</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>19.0~22.8</td> <td>6</td> </tr> </table> 	4.6m以下	車道幅員/3.0 (端数あり)	4.6~7.6	2	7.6~11.4	3	11.4~15.2	4	15.2~19.0	5	19.0~22.8	6
4.6m以下	車道幅員/3.0 (端数あり)											
4.6~7.6	2											
7.6~11.4	3											
11.4~15.2	4											
15.2~19.0	5											
19.0~22.8	6											
<p>OHBD (1983, カナダオンタリオ州)</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 設計車線数は、表-8から決めるものとする。各設計車線の幅員は$W = W_c / n$とする。 2) 荷重効果を減少させるトラック軸重は、無視しなければならない。 3) 等分布荷重は、その作用が荷重効果を増加させる位置にのみ載荷しなければならない。 4) 2つ以上の車線に載荷する場合には、表-9から得られる修正係数を道路荷重を道路活荷重にかけけるものとする。載荷すべき設計車線は、荷重効果を最大にするように選ばなければならない。 												

表-8 設計車線数

W_c	n
$W_c < 6.0 \text{ m}$	1
$6.0 \text{ m} \leq W_c \leq 10.0 \text{ m}$	2
$10.0 \text{ m} < W_c \leq 13.5 \text{ m}$	3
$13.5 \text{ m} < W_c \leq 17.0 \text{ m}$	4
$17.0 \text{ m} < W_c \leq 20.5 \text{ m}$	5
$20.5 \text{ m} < W_c \leq 24.0 \text{ m}$	6
$24.0 \text{ m} < W_c \leq 27.5 \text{ m}$	7
$27.5 \text{ m} < W_c$	8

表-9 複数車線載荷に対する修正係数

載荷する設計車線数	修正係数
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6以上	0.55

つぎに、単純支持桁橋について求めたL-20設計荷重による曲げモーメントとせん断力を海外の設計活荷重による値と比較したものを図-8,9に示す。我が国の設計活荷重はL-20は比較的大きな値となっていることがわかる。

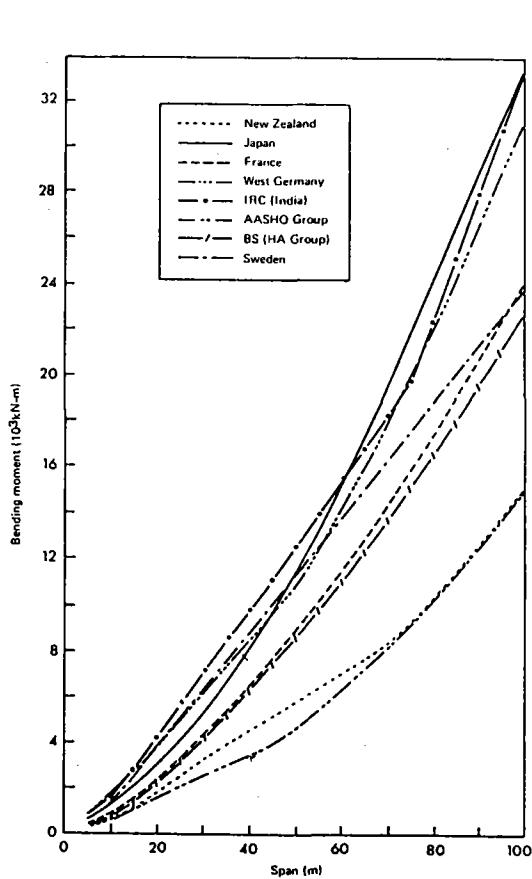


図-8 単純支持桁の設計曲げモーメント (幅員3.5m)

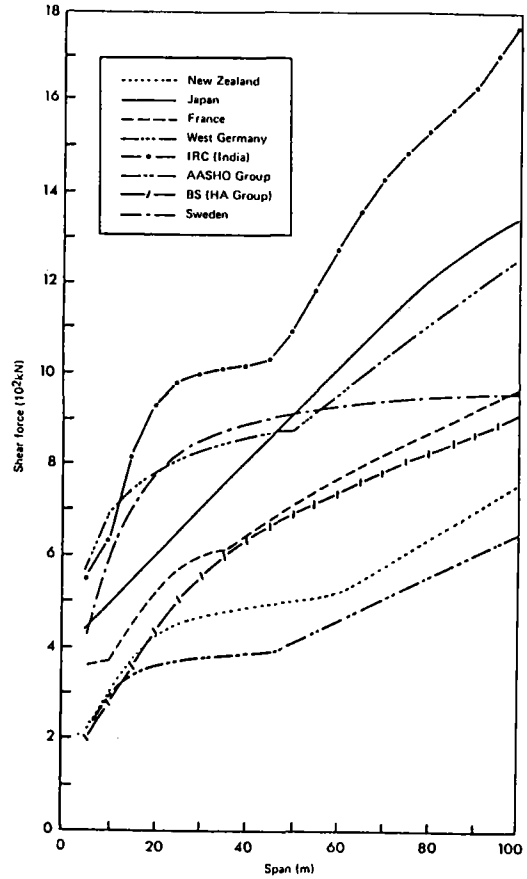
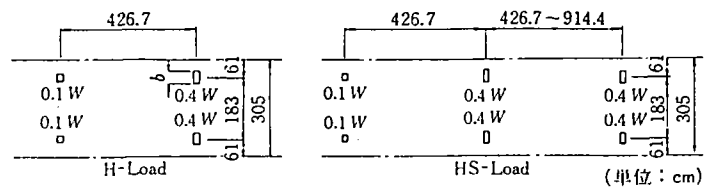


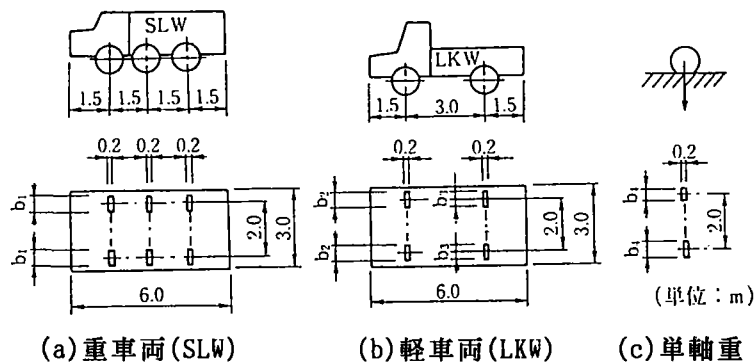
図-9 単純支持桁の設計せん断力 (幅員3.5m)

さらに、AASHTOとDINに規定されている荷重を図-10,11に示す。DINでは、軽車両の荷重が既設橋の照査荷重として規定されている。



荷重規格	W (tf)	総重量 (tf)	軸重 (kgf)			接地幅 b (cm)		
			1 軸	2 軸	3 軸	1 軸	2 軸	3 軸
H20-44	18.1	18.1	3,600	14,500	—	25.4	50.8	—
HS20-44		32.6	3,600	14,500	14,500	25.4	50.8	50.8
H15-44	13.6	13.6	2,700	10,900	—	22.0	44.0	—
HS15-44		24.5	2,700	10,900	10,900	22.0	44.0	44.0

図-10 AASHTOの自動車荷重



設計荷重

重車両(SLW)

橋 格		60/30	30/30
総	重 量 (tf)	61.2	30.6
輪	荷 重 (tf)	10.2	5.1
車	輪 接 地 幅 b_1 (m)	0.60	0.40
単軸重	軸 重 (tf)	-	13.3
	車輪接地幅 b_1 (m)	-	0.46

(c)に示す13.3tfの単軸重は、橋格30/30の橋の2m間隔以内の横桁および中間対傾構、ならびに支間7m以内の縦桁および床版に対して特に支配的な荷重となる。

既設橋の照査荷重

(ただし、12/12は新設橋の設計にも用いられる)

軽車両(LKW)

橋 格		16/16	12/12	9/9	6/6	3/3
総	重 量 (tf)	16.3	12.2	9.2	6.1	3.1
前 輪	輪 荷 重 (tf)	3.1	2.0	1.5	1.0	0.5
	車輪接地幅 b_2 (m)	0.26	0.20	0.18	0.14	0.14
後 輪	輪 荷 重 (tf)	5.1	4.1	3.1	2.0	1.0
	車輪接地幅 b_3 (m)	0.40	0.30	0.26	0.20	0.20
単軸重	軸 重 (tf)	11.2	11.2	9.2	6.1	3.1
	車輪接地幅 b_1 (m)	0.40	0.40	0.30	0.26	0.20

図-11 DINの自動車荷重

4.3 鉄道橋の耐用年数の算定に用いる列車荷重と通過本数

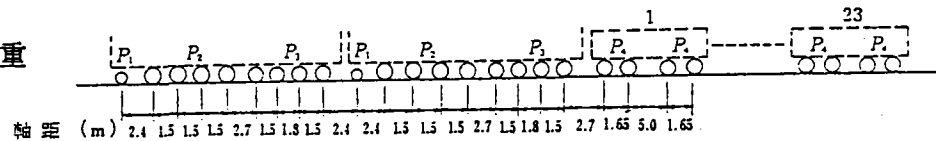
一方、鉄道橋では、耐用年数の算定に表-10に示す列車荷重と通過本数を用いている。

表-10 耐用年数の算定に用いる列車荷重と通過本数の表

No.	路線名	列車荷重名		単位列車重量 (一列車当りの 総重量) (トン)	一日当りの列車通過本数 (本/日)			備考	記事
					標準通過トン数 (万トン/年)				
					≥2000	<2000 ≥1000	<1000		
1	在来鉄道全線 (1988年まで)	K	KS-18	1725	90			1 級 線	1988年 (昭和63年) まで
			KS-16	1535		40		2 級 線	
			KS-14	1340			20	3・4 級 線	
2	在来鉄道一般 (1989年以降)	E	EA-17	1425	95	40	20	電化区間	1989年 (平成元年) 以降
			EA-15	1400	95	40	20	非電化区間	
3	在来鉄道電車専用線 (1989年以降)	M	M-18(1)	720	190	75	40	車両長 20m	"
			M-18(2)	720	190	75	40	車両長 18m	
4	新幹線鉄道	P	P-17	1090		130			
		N	N-16	1920		20			

在来鉄道

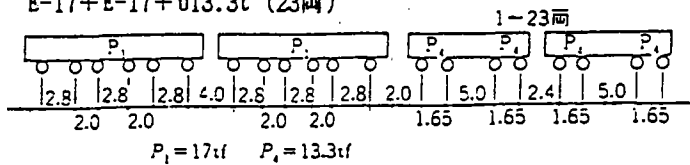
K荷重



軸重 (t)	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄
K-16	8	16	10.6	14.2
K-14	7	14	9.3	12.4
K-12	6	12	8.0	10.7

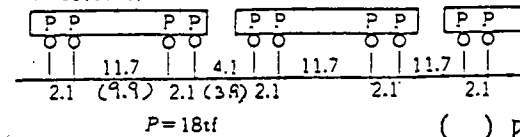
E荷重

E-17+E-17+U13.3t (23両)

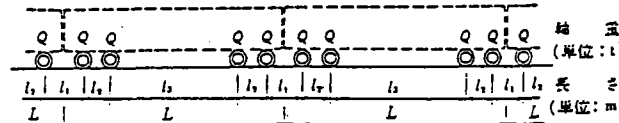
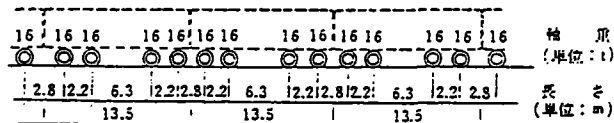


M荷重

M-18(10両)



新幹線



長さ (m)	L	l ₁	l ₂	l ₃
軸重Q(t)	20.0	2.8	2.2	12.8
	17	20.0	3.5	2.2
			2.2	12.1

(a) N標準荷重

列車荷重の軸重・軸距モデル

5. 活荷重の実測と健全度を評価するための荷重

健全度を評価するための荷重である供用荷重の検討は、当初は許認可の視点を中心に行なわれてきたが、限界状態設計法の導入で信頼性理論を用いて行なわれるようになった。すなわち、現在では、既設橋の健全度を評価するための荷重にしても、新設橋の設計荷重の検討にしても、荷重の検討は、実際の荷重を実測により把握し、得られた実測値を信頼性理論を用いて確率・統計処理をして行なわれるようになっている。そこでここでは、この方法を中心に述べる。

また、今までに行なわれてきた実測値を用いた荷重に関する検討は、終局限界状態を検討するため最大荷重について検討したものと疲労限界状態を検討するため応力範囲ないし荷重範囲について検討したものに大きく分けられる。荷重の検討の結果得られるものは、荷重そのものでなく、荷重と設計法は密接な関係にあるため、荷重特性が設計法の中で係数などの形で評価されることが多い。また、実測により、荷重の検討というより、荷重と応力の応答特性を含めた設計方法の検討を行なう形で検討が行なわれている。

以下、実測値を用いた設計荷重（設計方法を含む）に関する検討について、終局限界状態を照査するための荷重と疲労限界状態を照査するための荷重に分けて述べる。

5.1 終局限界状態を照査するための荷重

5.1.1 活荷重実態調査（交通実態調査）

ここでは、建設省土木研究所（以下、土研と略す）の調査を中心に述べる。土研では、活荷重の検討手順として、図-12のようにまとめている。この図に示めされているように、L荷重およびT荷重を評価するため、活荷重実態調査（交通実態調査）が行なわれてきている。これらの設計活荷重を検討するため、以下の項目について調査が行なわれる。

- ① 車重，軸重，輪重
- ② 車長，軸間距離
- ③ 車間距離
- ④ 渋滞回数，
- ⑤ 大型混入率
- ⑥ 交通量

土研の検討をもとに、各測定項目についてどのような実態調査が行なわれているか概観し、その後、シミュレーション方法について概観する。

1) 車両重量および軸重

大型車両等が道路橋や道路舗装等の耐久性に少なからず悪影響を及ぼすと考えられ

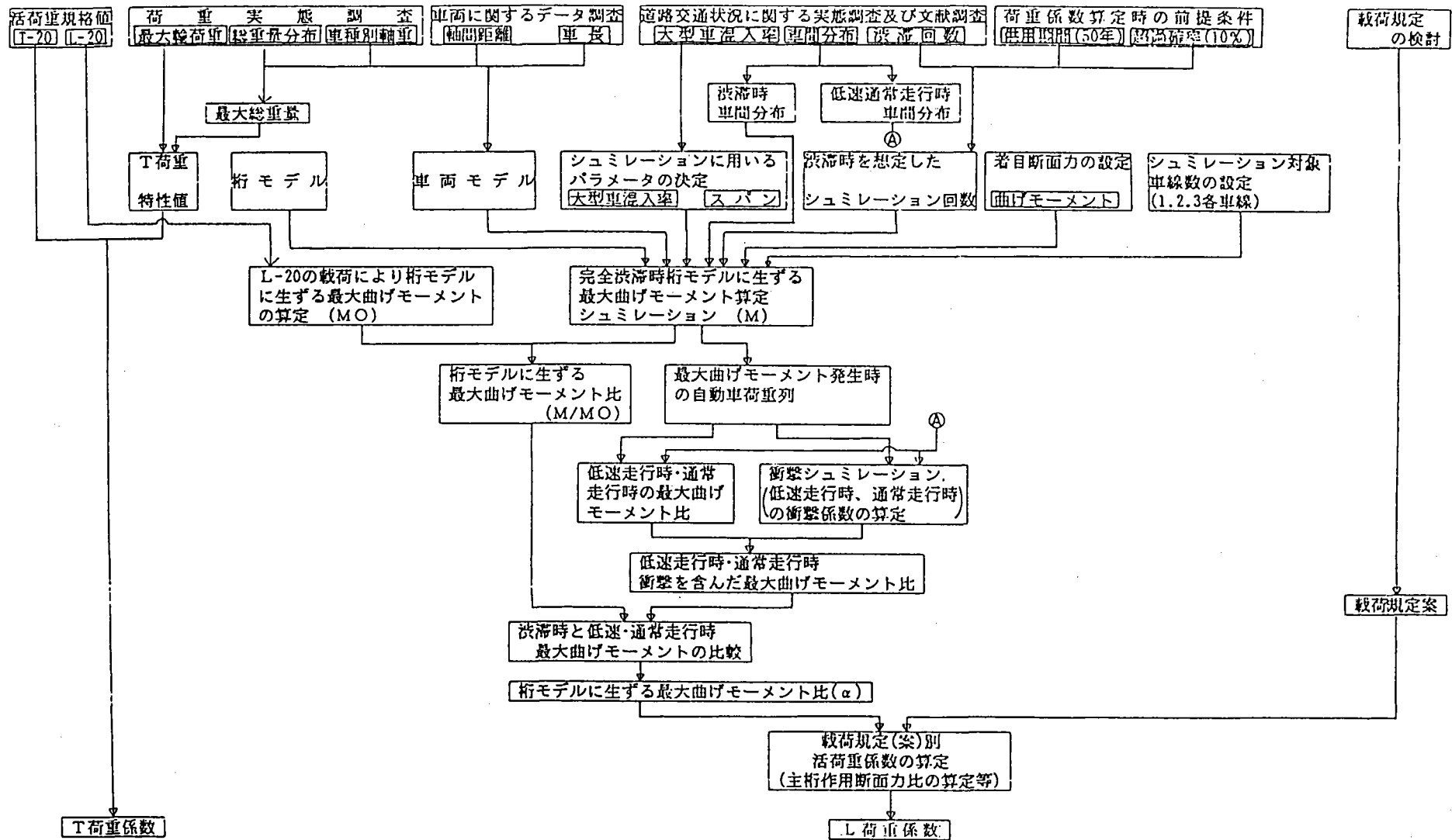


図-12 活荷重の検討手順

ていることから、従来、道路管理上及び舗装等の基礎データを得るため、建設省や各道路公団によって、輪重、軸重あるいは車両総重量の実態調査が行なわれてきている。表-11と表-12にそれらの調査の概要を示す。L荷重シミュレーションでは、一般道における車種毎の車重分布あるいは軸重分布を必要とするが、表-11に挙げた調査の中で、車種別に分類して車両重量あるいは軸重を測定しているのは、阪神公団による高速自動車道の調査のみであり、一般道で行われた例は見られない。

2) 車長および軸間距離

土研では、車長および軸間距離は、経年的あるいは地域的な相違はほとんどないものと仮定して、過去の車長実測調査および自動車諸元表の結果を用いて、各車種の車長および軸間距離を決定している。

3) 車間距離

L荷重シミュレーションに用いる車両モデルの車間距離を決定するため、車間距離の実態調査を行っている。

たとえば、土研では、完全停止時($V=0\text{km/h}$)における車間距離についてビデオカメラによる高所撮影によって実態調査を行っている。

また、衝撃を考慮した活荷重の検討を行うために、低速走行時($V=0-20\text{km/h}$)の車間距離についての調査が、既存の首都公団におけるビデオ観測データから車間距離を読みとる方法によって行なわれてる。

4) 渋滞回数

L荷重シミュレーションの試行回数を決定するため、一般道路の信号交差点における渋滞回数の既存データの調査が行われている。

この調査では、東京都、埼玉県および神奈川県のパトロールで渋滞回数について調べた結果をもとに、各管内毎に渋滞回数が多い交差点10箇所について、交差点名、路線名、方向、渋滞回数を表の形でまとめている。

I.C. 付近の一般道路の交差点における渋滞回数については、日本道路公団で調査した結果を用いている。

5) 大型混入率

大型車混入率は、L荷重シミュレーション結果に多大な影響を与えるものと考えられ、各種の検討が行なわれてきている。土研では、昭和58年度建設省交通量常時観測調査の結果から、シミュレーションにおいて用いるべき大型車混入率について検討を行っている。

5.1.2 L荷重シミュレーションのモデル設定

土研では、車両モデルの設定にあたり、車種分類21種から、車種8種に分類し直して、

表-11 過去の車量実態調査

調査機関	調査地点等	年度	期間	時間	文献
建設省	全国の国道上21地点	昭和45年	延べ60日		土研資料626号
	" 20	46	70		" 701
	" 39	47	77		" 785
	" 93	49~51			" 1534
	" 12	47	延べ35日		" 785
	全国の国道上S.57年度現在75地点	40~	年間2回	連続24時間	" 1722
					" 1723
					" 2205
日本道路公団	東名高速道路児塚料金所(下)	58	59.2.17(金)	①6~8時	日本道路公団 報告
	"	59	59.9.12(水)	②11~13	
	"	"	60.2.14(木)	③16~18	
	名神高速道路吹田料金所	"	59.9.20(木)	④21~23	
	"	"	60.2.14(木)	以上計8時間	
首都高速道路公団	首都高速道路用賀料金所(上)	58	59.2.9(木)		
	"	59	59.9.18(火)		
	"	"	60.2.25(月)		
阪神高速道路公団	阪神高速道路芦屋料金所	59	59.9.13(木)		
	"	"	60.2.5(火)		
	"	57	11.16(火) ~11.17(水)	10:00 ~ 24時間	HDL報告
	" 尼崎集約料金所	"	6.28(月) ~6.29(火)	16:00 ~ 24時間	
	" 住之江入路	"	7.6(火) ~7.7(水)	12:00 ~18:00 29時間	
	" 大阪守口線	51	5.26~5.27	9:30 ~ 24時間	
	" 神戸西宮線	"	6.10~6.11	"	
	" 大阪堺線	"	6.30~7.1	"	

表-12 車両実態調査概要(建設省)

調査路線名	調査地点	調査年月日(時間)	大型車混入率 (%)	夜間12時間交 通量(台/12h)	24時間交通量 (台/日)	備考
首都高速道路 3号線上り	世田谷区用賀(用賀 料金所4番ブース)	S 59.11.30(金) 15:00~ ~12.1(土) 24時間	—	—	—	大型車のみについ て測定(車種7-22)
一般国道17号線 熊谷バイパス上り	埼玉県熊谷市肥塚	S 59.12.17(月) 0:00~ 24時間	32.3 (25.2)	3 882 (8 037)	12 597 (21 000)	—
国道357号線 湾岸線上り	江東区有明2丁目	S 59.11.21(水) 2:00~ ~23(金、祭日) 48時間	33.0 (44.6)	9 144 (5 182)	31 883 (24 234)	湾岸線のみ2車線

上 段; 実測データ

下段()内; 常観データ(S.59年度調査、深谷および大井埠頭のデータ)¹⁸⁾

この8種の車種に関する諸データをシミュレーションに用いている。その分類手順は、車重、軸重、車長および軸間距離が相似している車種毎に区分けして、その中の比較的混入率の高い車種を代表車として選択している。このときの車両のモデルが表-13に示されている。表の左覧に対象とした車種が示され、代表車種には○印が付されている。車重については、表-13にその代表値が示されている有明の実態調査の車重分布を用い、軸重は車重との一次関数で与えている。車長・軸間距離は、土研・阪神公団の調査結果およびカタログデータを参考に決定し、車種毎に一定値で与えている。

車間距離は一般国道の信号交差点における実態調査結果を用い、分布形で与えている。

大型混入率は、40%および昼間大型車混入率の平均値程度の20%の2種とし、車種混入率は有明での車重実態調査時の車種混入率を基準として、大型車混入率が20%,40%となるように比例配分している。このとき用いられた車種混入率が表-13の右欄に示されている。

夜間渋滞回数を昼間の0.6倍程度と考え、1日最大渋滞回数は360回/12h $1.6=600$ 回/日としている。

5.1.3 T荷重のシミュレーション

土研では、現行道路橋示方書T荷重の車両モデルにみられるように実際の走行車両の内、部材設計に影響を与えると考えられるのはトラック、ダンプおよびトレーラーであることを踏まえ、実態調査の結果得られたこれら3種類の車両の軸重及び車両総重量から現行道路橋示方書T荷重を規格値としてT荷重係数を算定している。

車両の制限については、道路法に基づく車両制限令、道路運送車両法に基づく保安基準、道路交通法にそれぞれ規定されており、重量に関してもこれらの中に制限値が明記されている(表-14)。したがって、これらの規定を超える車両については全て違反車両として取り締まられるべきものであって、本来、設計荷重を考える場合これらの違反車両を考慮の対象とすべきではないと考えている。しかし、実際には過積載されたダンプ等が数多く走行している事は一般に知られている通りであり、これらの車両によると考えられる床版等の無視し得ない被害も発生してきている。したがって、現実の問題として、全ての違反車両を取り締まる事が不可能であるならば、橋梁にその耐用期間中に十分な耐力を保有させるためには、現状における荷重実態を考慮して荷重係数を決定せざるを得ないのではないかと考えている。

また、現行の許容応力度法においては、設計値と実際に作用する荷重とのかい離が小さい死荷重にも比較的大きな安全率(1.7)が付与されているため、規格値(T荷重)を上回る活荷重が作用した場合においても死荷重に見込まれた余裕により大きな不都合が生じなかったと考えている。しかし、限界状態設計法においては、実際に作用する各荷重

表-13 車両モデル

No	車種	車重		車長 (m)	軸荷重モデル 	軸重(比) (t)			種別	混入率		
		平均値(t) (最大値(t))	標準偏差 (t)			1	2	3		R 357有明 大型車32.5%	大型車 40%	大型車 20%
1	軽自動車	1.30 (3.10)	0.36	4.4		0.501 W + 0.03	0.498 W - 0.03	—	小型	0.551	0.490	0.653
②	乗用車											
3	貨客車	3.60 (12.60)	1.35	4.4		0.231 W + 0.76	0.769 W - 0.76	—	小型	0.124	0.110	0.147
④	小型トラック											
5	ロングボディトラック	6.20 (18.30)	2.50	6.0		0.182 W + 1.38	0.818 W - 1.38	—	大型	0.131	0.161	0.081
⑥	中型トラック											
7	大型トラック 1-1	17.00 (45.20)	6.30	8.5		0.109 W + 3.22	0.891 W - 3.22	—	大型	0.103	0.127	0.063
⑧	" 1-2											
9	" 2-1											
10	" 2-2											
11	大型ダンプ 1-1	20.00 (61.90)	9.80	7.5		0.081 W + 3.60	0.919 W - 3.60	—	大型	0.030	0.037	0.018
⑫	" 1-2											
13	大型ミキサ 1-1											
14	" 1-2	16.00 (33.70)	7.00	8.0		0.107 W + 3.01	0.893 W - 3.01	—	大型	0.017	0.021	0.011
⑮	タンクローリー											
16	" 2-1	30.00 (86.70)	12.00	14.0		0.024 W + 4.19	0.360 W + 0.70	0.616 W - 4.89	大型	0.034	0.042	0.021
⑰	セミトレーラー											
18	フルトレーラー	13.8 (18.70)	2.40	10.5		0.376 W - 0.464	0.624 W + 0.464	—	大型	0.010	0.012	0.096
19	マイクロバス											
20	中型バス											
⑳	大型バス											
備考		()内は最大車重(t)			Wは車重を示す					1.000	1.000	1.000

*) ○印は各グループの代表車種を示す。

表-14 車両の諸元に関する規準

	車両制限令の一般的基準		道路運送車両の 保安基準	道 路 交 通 法 に よ る 基 準
	高 速 自 動 車 国 道 以 外 の 道 路	高 速 自 動 車 国 道		
根 拠 法	道 路 法		道 路 運 送 車 両 法	道 路 交 通 法
所 管 官 庁	建 設 省		運 輸 省	警 察 庁
担 当 者	道 路 管 理 者		陸 運 局 長	都 道 府 県 公 安 委 員 会 (け ん 引) 警 察 署 長 (積 載)
幅 (m)	車 両 の 幅 (積 載 物 を 含 む) は 2.5 以 下	同 左	自 動 車 の 幅 (積 載 物 は 含 ま ず) は 2.5 以 下	積 載 物 は 自 動 車 の 左 右 に は み 出 し て は な ら ない
高 さ (m)	車 両 の 高 さ (積 載 物 を 含 む) は 3.8 以 下	同 左	自 動 車 の 高 さ (積 載 物 を 含 ま ず) は 3.8 以 下	積 載 物 の 高 さ + 荷 台 の 高 さ は 3.8 以 下
長 さ (m)	車 両 の 長 さ (積 載 物 を 含 む) は 12 以 下	同 左 た だ し セ ミ ト レ ー ラ 連 結 車 は 16.5 以 下	自 動 車 の 長 さ (積 載 物 を 含 ま ず) は 12 以 下	積 載 物 の は み 出 し は 自 動 車 の 前 後 に 自 動 車 の 長 さ + 0.1 以 下 ま た は け ん 引 す る 自 動 車 + け ん 引 車 両 は 25 以 下
重 量 (t)	総 重 量 (積 載 物 の 重 量 + 乗 車 人 員 の 重 量 + 車 両 の 自 重) は 20 以 下 た だ し パ ン 型 , コ ン テ ナ 用 セ ミ ト レ ー ラ 連 結 車 は 27 以 下 で 建 設 省 令 で 定 め る 値	同 左 た だ し パ ン 型 , コ ン テ ナ 用 セ ミ ト レ ー ラ 連 結 車 は 34 以 下 で 建 設 省 令 で 定 め る 値	総 重 量 (最 大 積 載 量 + 乗 車 人 員 × 55kg + 車 両 の 自 重) は 20 以 下	積 載 物 の 重 量 は 最 大 積 載 量 以 下
	軸 重 は 10 以 下	同 左	同 左	規 定 な し
	輪 荷 重 は 5 以 下	同 左	同 左	規 定 な し
最 小 回 転 半 径 (m)	12 以 下	同 左	同 左	規 定 な し

の規格値とのかい離は各荷重係数に反映される事になるため、T荷重についても供用期間中に作用するであろう荷重を荷重係数にできるだけ忠実に反映しなければ、非常に危険側の設計となる場合も生ずるものと考えている。そこで、このような基本的な考えに基づいて、荷重の実態を踏まえて、T荷重係数の検討を図-13に示す手順により行っている。

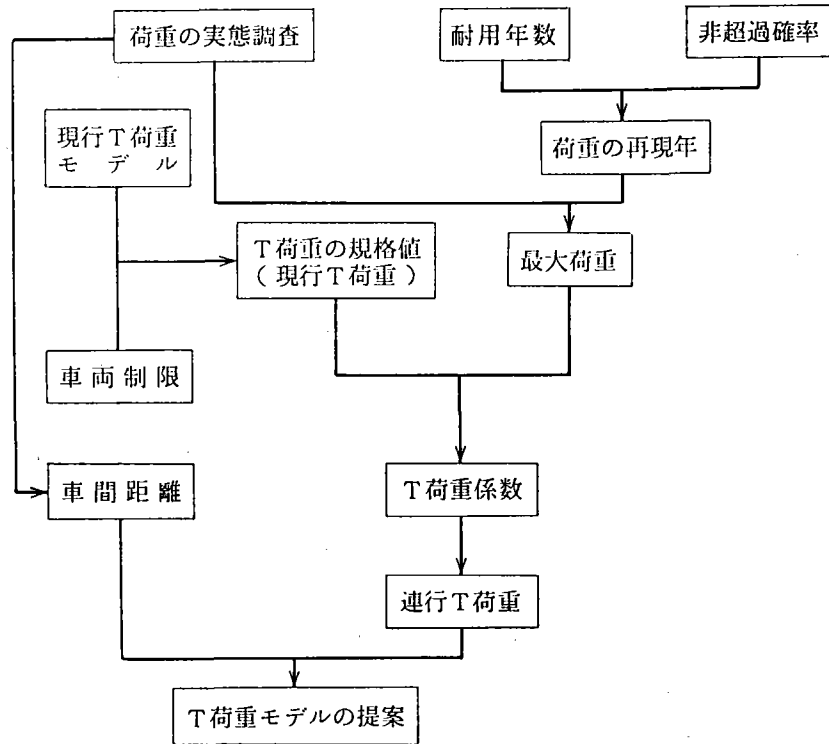


図-13 T荷重の検討フロー

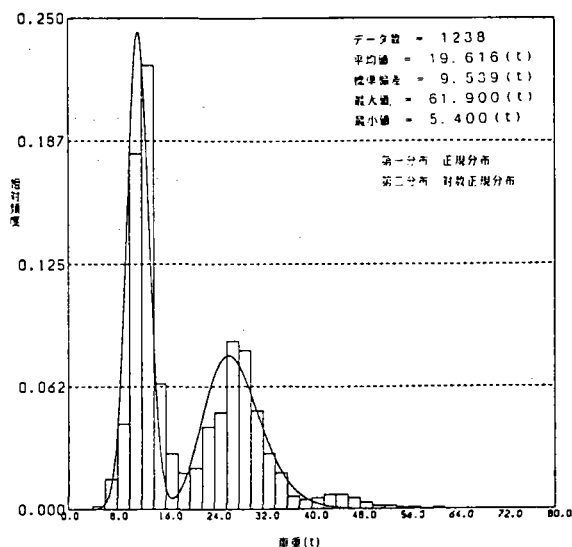
5.1.4 T荷重の実測値

前述の活荷重実態調査から、T荷重の実測値は、最大車両重量についてみると図-14(a)(b)大型ダンプで61.9tにも及んでいる。しかし、この実態調査から得られたデータは関東における3地点のデータであり、かつ湾岸線有明は48時間、その他の2地点は24時間と延べ4日間のデータにすぎない。したがって、実際には、これ以上に重い車両が通行している可能性も考えられ、この調査データを基に極値理論によりその最大値を求める事も考えられている。

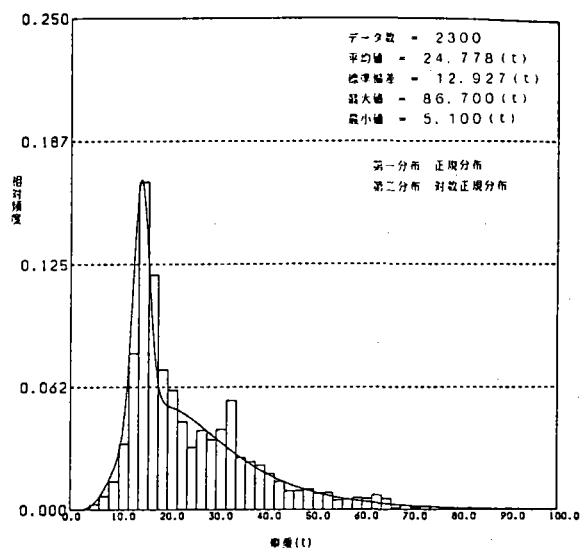
建設省で毎年全国的に調査されている軸重調査結果を見ても図-15に示すように全国的にもかなり重い車両が測定されている。



図-15 最大荷重の実態^{12)~14)}
(資料2-7 P.462 参照)



(a)大型ダンプ(後タンデム, 12)



(b)セミトレーラー(17)

図-14 車両重量の頻度分布

5.1.5 鋼橋の安全照査方法

現在までに、建設省関係から、既設鋼道路橋の安全性の照査方法として、以下に示す3つの方法が示されている。この中で、実際によく用いられているのは、1)の耐荷力の算定指針である。

- 1) 「鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針（案）」（日本道路協会橋梁委員会示方書小委員会耐荷力分科会，昭和45年度）
- 2) 「既設橋梁の安全性照査指針試案」（土木技術資料26-12(1984)）
- 3) 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法試案

1)～3)の安全性照査を比較したものが表-15,16である。この表から分る通り、荷重は形を変えて評価されている。3)の応力測定による場合は、荷重は応力で評価されている。

以上から分るとおり、荷重は、各安全性の照査の中で形を変えて扱われ、各要因による影響の取扱も異なっている。

また、限界状態設計法があまり検討されていなかった時代に作成された1)の供用荷重算定指針では、照査式の中に許容応力度含まれ、交通状況の影響は考慮されるものの、死荷重と活荷重が分離されて評価されていない。

このように、終局限界状態の照査をするための荷重の検討は、係数の設定や照査式を与える形で行なわれているが、この既設橋の健全度の評価についても、限界状態設計法の導入が徐々に行なわれていることがわかる。

表-15 安全照査式の比較

	式の性格	照査あるいは荷重算定式	
1. 鋼道路橋 供用荷重 算定指針 (案)	供用荷重の 算定	$P = K_s K_r K_t K_o \times 20 \frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_{20}}$ <p>P : 供用荷重</p>	<p>K_s : 応力度に関する係数 K_r : 路面状況に関する係数 K_t : 交通状況に関する係数 K_o : その他の条件に関する係数 σ_a : 許容応力度 σ_d : 死荷重による応力度 σ_{20} : TL-20によって生じる応力度</p>
2. 既設橋梁の 安全性照査 指針案	安全性の照査	$\frac{\gamma_1 S}{\gamma_2 R} \leq 1$ <p>Q : 照査荷重 $= \gamma_D Q_D + \gamma_L Q_L (1-i)$ S : Qによる断面力or応力 i : 衝撃係数</p>	<p>γ_1 : 全体安全係数 γ_2 : 構造解析に関する補正係数 R : 部材強度または耐荷力 Q_D : 死荷重 γ_D : 死荷重係数 Q_L : 活荷重 γ_L : 活荷重係数</p>
3. 実橋の活荷 重応力度測定 結果を用いた 安全照査方法 試案	安全性の照査	$a_1 a_2 \overline{\sigma_{\max}^7} < \frac{\sigma_y}{\gamma_1} - \gamma_d \sigma_d$ <p>$\overline{\sigma_{\max}^7}$: 主桁支間中央の実測日最大活荷重 応力度の7日間平均値</p>	<p>a_1 : 個々の橋梁の将来期待供用年数, 交通条件を見込む補正係数 a_2 : $\overline{\sigma_{\max}^7}$の$\sigma_{\max}$母平均からのずれ を見込む補正係数 γ_d : 死荷重係数 σ_d : 死荷重 γ_1 : 全体安全係数 σ_y : 主桁材料の降伏応力度</p>

表-16 安全照査式に用いられる係数などの比較

1.		2.			3.	
K ₀	その他の条件	γ ₁		橋の重要度	γ ₁	橋の重要度
		γ _L	a ₁	今後の供用期間		
a ₂	交通滞流					
a ₃	大型車混入率					
a ₄	車道幅員					
K _t	交通状況				a ₂ と σ ⁷ _{max}	σ _{max} : 主桁支間中央の 実測日最大活荷重応力 σ ⁷ _{max} : σ _{max} の7日間 平均値 a ₂ : σ ⁷ _{max} とσ _{max} の 母平均からのずれを見 込む補正係数
K _s	応力度	γ ₂		構造解析		
K _r	路面状況					
P	活荷重 (供用荷重)	Q _L (1+i)				
σ _d	死荷重応力度	Q _D	死荷重		σ _d	死荷重による応力
σ _a	許容応力度	γ _D		死荷重係数	γ _d	死荷重による応力係数
		R		強度		

1. p : 供用してもよい荷重 (p ≤ P)

$$\frac{p}{K_s K_r K_t K_0} \cdot \frac{\sigma_{20}}{20} + \sigma_d \leq \sigma_a$$

2.

$$S(Q) \leq \frac{\gamma_2}{\gamma_1} R$$

$$Q = \gamma_L Q_L(1+i) + \gamma_D Q_D$$

3.

$$a_1 a_2 \overline{\sigma^7_{max}} + \gamma_d \sigma_d < \frac{\sigma_y}{\gamma_1}$$

5.2 疲労限界状態を照査するための荷重

5.2.1 疲労限界状態の照査方法を検討するための供用下での実測

疲労の検討に対する荷重を把握するため、構造物の応力の実測が行なわれるが、この実測には2つの目的がある。第一の目的は、疲労寿命の推定などの疲労解析に必要な実交通荷重による応力変動状況を把握するための測定で、着目点の応力変化を通常の供用状態で一定期間連続的に測定し応力頻度解析するもので、第2の目的は、橋梁特性を把握するための測定で、車両の載荷位置やその大きさと、それによって生じる橋梁各部の応力や変形との関係を捉えるものである。両者とも、終局限界状態の検討に利用したり参考にすることができる。

実測による研究は、文献5)～7)、25)に示すように行なわれている。ここでも、シミュレートにより、係数を与える形で検討が行なわれている。

5.2.2 疲労限界状態を照査するための荷重規定

現在我が国では、疲労照査に用いる荷重は規定されていないが、三木らが提案する疲労照査用荷重(20t)がある。これは、T-20を1橋に対して載荷し、この荷重による応力範囲を求めて、疲労照査をしようとするものである。現在の設計体系では、T20は、縦桁、横桁、床版など限られているので、この照査のため若干計算項目が増えることになる。

この考えは、今後JSSC疲労指針では採用されるようである。このときの交通量は、大型車の交通量とすることが考えられている。BS5400、カナダオンタリオ・コードなども同様の考えを採用している。

また、複数の種類の車両を組合せて設計荷重とすることも可能で、JSSCおよびBS5400でもこの方法が採られている。

5.2.3 TL荷重による疲労限界状態の自動照査

今までに限界状態設計法の考え方にに基づくTL荷重の検討は、終局限界状態の検討によって行なわれてきている。終局限界状態の検討では、交通実態をもとに最大荷重が検討され、TL荷重が決定される。したがって、疲労照査もTL荷重の照査で自動的に照査されうるという推論も可能であるが、現段階では、これを裏付ける資料が不十分である。すなわち応力範囲の頻度分布形状が明らかになっていない。

なお、クレーン構造物を対象としたドイツの規格DIN15108や海洋構造物を対象としたノルウェーの規格DNVなどでは、最大応力と応力範囲分布の関係が示され、最大荷重による疲労照査方法が示されている。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説：Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編（平成2年2月）；社団法人 日本道路協会
- 2) BS5400:Part10:1980
- 3) F. MOSES, C. G. SCHILLING, and K. S. RAJU; FATIGUE EVALUATION PROCEDURES FOR STEEL BRIDGES, NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM REPORT 299
- 4) カナダオンタリオ州道路橋設計規準1983年版（共通編，鋼橋編）解説
- 5) 三木，後藤，村越，館石；シミュレーションによる道路橋の疲労設計活荷重の研究，構造工学論文集，Vol. 32A（1986年3月）pp. 597～608
- 6) C. MIKI, Y. YOSHIDA, T. MORI; COMPUTER SIMULATION STUDIES ON THE FATIGUE LOAD AND FATIGUE DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES, PROC. OF JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol. 2, No. 1 April 1985
- 7) 三木，杉本，宮崎，森；鋼道路橋の疲労照査のための荷重に関する研究，鋼構造工学論文集，Vol. 36A（1990年3月）
- 8) 国広，太田；交通荷重の実態と道路橋への影響に関する一研究，土木研究所資料第626号，橋梁研究室，昭和45年10月
- 9) 国広，朝倉，井上；設計活荷重に関する研究 交通荷重の実態と橋梁設計軸の適用，土木研究所資料第701号，橋梁研究室，昭和46年11月
- 10) 国広，朝倉；設計活荷重と橋梁の耐荷力に関する研究－通行自動車荷重の実態と橋梁の通行許可限度重量の算定－，土木研究所資料第785号，橋梁研究室昭和47年11月
- 11) 佐伯，金井，笹森；橋梁活荷重の実態と設計安全率，土木研究所資料第1534号，橋梁研究室，昭和54年12月
- 12) 飯島ほか；「車両重量調査結果の解析（解析編）」，土木研究所資料第1722号，舗装研究室，昭和56年8月
- 13) 飯島ほか；「車両重量調査結果の解析（データ編）」，土木研究所資料第1723号，舗装研究室，昭和56年8月
- 14) 飯島，岡村，猪股；車両重量調査結果の解析，土木研究所資料第2205号，舗装研究室，昭和60年3月
- 15) 過積載車両通行防止対策調査委員会；昭和59年度過積載車両通行防止対策調査研究報告書，日本道路公団，（財）日本道路交通情報センター，昭和60年2月
- 16) 阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会；阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，阪神交通道路公団，（財）阪神高速道路管理技術センター，昭和61年12月

- 17) 設計荷重(HDL)委員会活荷重分科会；第2編活荷重分科会報告（別冊-1）阪神高速道路における活荷重実態調査と荷重評価のための解析，阪神交通道路公団，（財）阪神高速道路管理技術センター，昭和59年3月
- 18) 岩崎，狩生，西；実橋測定による鋼床版主桁ウェブ垂直補剛材上端部の疲労検討，土木学会第43回年次学術講演会 I-139，1988.10,pp332,333
- 19) 中井，黒山，柴羽，酒井，高田；鋼道路橋の疲労に着目した応力頻度測定について，土木学会第43回年次学術講演会 I-145，1988.10,pp344,345
- 20) 関越自動車道全通関連交通量調査報告書，日本道路公団東京第2管理局，昭和60年11月
- 21) 高岡，山口，白木，杉村，松保；繰返し高速モンテカルロ法に基づく道路橋の最大荷重応答の評価方法，土木学会第44回年次学術講演会 I-173，1989.10,pp.398,399
- 22) 竹之内，谷倉，古川，三木；実交通荷重による橋梁の応力および変形の測定方法，鋼構造工学論文集，Vol.32A(1986年3月),631～639
- 23) 昭和58年度交通量常時観測調査報告書，建設省，昭和60年3月
- 24)
- 25) 森，橋場，土屋；道路橋疲労設計荷重に関する一考察，第18回関東支部技術研究発表会講演概要集pp.16,17，平成3年3月19日20日，社団法人 土木学会関東支部編
- 26) 藤原，村越，鹿嶋；鋼プレートガーダー橋における応力測定結果に関する報告，鋼構造工学論文集，Vol.37A(1991年3月),pp.1181～1188
- 27) 藤原，村越，田中；活荷重応力度測定結果を用いた既設橋梁の安全照査の検討，鋼構造工学論文集，Vol.37A(1991年3月),pp.1189～1197
- 28) 松井繁之他；阪神高速道路梅田入路における自動車荷重の測定，土木学会第45回年次学術講演会 I-336，1990.9
- 29) 松井繁之他；一国道における自動車荷重特性について，土木学会第45回年次学術講演会 I-337，1990.9
- 30) 久保，中島，亀田；道路橋活荷重の実態調査とその確率モデルによる検討，橋梁と基礎，1986年1月，pp.11～20
- 31) 日本鋼構造協会；公共構造物の信頼性評価－構造物の信頼性評価技術開発特別委員会報告－，JSSCレポートN0.13，1989
- 32) 藤原，岩崎，田中；限界状態設計法における設計活荷重に関する検討，土木研究所資料第2539号1988年1月，建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室
- 33) 限界状態確率に基づく道路橋設計の荷重組合せと荷重係数；土木学会第45回年次学術講演会 I-167,364,365

- 34) 城戸隆良他：鋼桁への輪荷重効果の実測について，土木学会第45回年次学術講演会 I-333, 1990.9
- 35) 津野，丸山，依田：信頼性理論に基づく組合せ荷重の評価，土木学会第45回年次学術講演会 I-168
- 36) 城戸，小堀：鋼桁への輪荷重効果の実測につて，土木学会第45回年次学術講演会 I-333, pp. 696, 697
- 37) 山田，石黒，上村：川鉄知多2号橋の実働応力測定と耐久性評価，土木学会第44回年次学術講演会 I-184, pp. 420, 421
- 38) 藤原，岩崎，村越：実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法の検討，土木学会第44回年次学術講演会 I-283, pp. 618, 619
- 39) 神原，松井，島谷，福本：実測交通荷重による道路橋の安全性指標と活荷重係数，土木学会第42回年次学術講演会 I-274 pp. 582, 583
- 40) 坂野，三上，三木，宮川：道路橋の疲労被害に及ぼす複数車両同時載荷の影響，土木学会第46回年次学術講演会 I-189, pp. 416, 417
- 41) 道路構造令の解説と運用，(社)日本道路協会，昭和58年2月
- 42) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究Ⅲ，土木研究所資料第2682号
- 43) 鋼橋技術研究会，国内設計基準研究分科会：第25回分科会資料－拡幅桁の設計法について－，平成元年1月25日

2.7 現有耐荷力

杉崎 守 石川島播磨重工業(株)橋梁事業部横浜第3工場品質管理部

目次

1. まえがき	456
2. 耐荷力に関するファクター	457
2-1 設計条件(道路橋示方書の変遷)	
2-2 交通荷重の実態	
2-3 既設橋の調査計測	
2-4 既設橋の架替えと耐荷力	
2-5 既設橋の損傷の評価	
3. 既設橋の実応力測定	471
3-1 既設橋の応力測定の必要性	
3-2 既設橋の安全性照査方法	
3-3 実橋応力測定例	
3-4 K高架に於ける測定結果	
4. 既設橋の耐荷力の評価と算定式	472
4-1 「新道路橋(プレートガーダーおよびトラス)供用荷重算定指針(案)	
4-2 既設橋の安全性照査指針試案	
4-3 活荷重応力度測定結果を用いた既設橋梁の安全照査	
4-4 安全性照査方法の比較および検討	
5. まとめ	495

(補修工事に伴う既設橋の耐荷力の考え方)

1. まえがき

近年の厳しい財政事情を考えると、従来にもまして既設橋梁をできるだけ長期に渡り活用して行くことが強く求められている。この観点から維持管理技術の今一層の向上を図る必要がある。

ここでは既設橋梁の合理的な安全性照査方法、特に何かのダメージを受けた既設橋の耐荷力を照査する方法の技術が必要でありこれを検討する。特に、鋼橋に関して補修・補強を必要とする橋の耐荷力を中心に検討を行う。

現在土研を中心として既設橋の安全性照査に関する研究が進められ、その結果が報告されている。その代表的な結果として橋梁点検要領(案) 損傷事例写真集(案) 橋梁データバンク、既設橋梁の安全性照査に関する一試案、実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法試案、等がある。最近の報告書として既設橋梁の耐久性評価、向上技術に関する調査研究がS 6 3年1 2月に報告されている。

実際の橋梁補修工事に関与する関係者がこれらの報告書をどう活用して行くか重要な課題である。特に長年使用され腐食や疲労亀裂等、何らかの損傷を受けた橋梁の耐荷力の評価、今後その橋の使れ方を含めた余寿命をどう評価するかは、新橋の設計とまた異なった技術が必要で、今後さらにその技術の向上を図る必要がある分野である。

補修工事に当たって、道路橋示方書を形式的にのみ運用して橋の使用制限や大規模な補修工事を行うことも問題であり逆に損傷の程度を過少評価して不十分な補修工事を行い、又近い将来同様な問題を引き起こすことを避けなければならない。あくまでも道路橋示方書は整備の水準を決めるものであり、従って許容応力の意味合いが違ってくる。道路橋示方書の基本的な考え方に立って、規定を弾力的に運用するとともに現状の使用状態を把握する、さらに将来の橋の位置づけ等を考慮してその補強規模を決定する必要がある。

既設橋の補強工事に於いて、その橋の耐荷力を評価する場合に考慮すべきいろいろのファクターを洗いだしこれに検討する。特に現在の使用状況からどの様な問題が発生しているのかを明確にすることが必要である。ここでは補修工事の前段として既設橋の耐荷力の考え方、評価方法等、現状の技術を紹介しながら検討を行う。

2. 耐荷力評価に関するファクター

既設橋の耐荷力評価を行う上で、それを決定する個々のファクターを検討し適切な判断を出せるデータ作りが必要である。特に補強を前提とした橋の耐荷力に関しては、その橋の置かれている状態を把握することは耐荷力評価に不可欠である。

一方、耐荷力評価する上で、判定をくだすレベルの設定も必要と思われる。この両面から評価を下す上で重要となるファクターをここでは

レベル1：既橋の建設年代適用示方書など基礎的なデータを設計条件、特に適用示方書の設計荷重を知る。（設計条件）

レベル2：構造諸元および目視点検など実橋の部材データを作り、耐荷力判定、を机上で行う。理論的に実橋の荷重状態の傾向を把握する。（既橋の状態と荷重の実態の把握）

レベル3：既橋の供用状態を知る。損傷（腐食、疲労 e t c）の程度を知る。実際の通過荷重に依る応力、たわみ等のデータを計測しそのデータにより耐荷力評価を行なう。（既橋の損傷評価）

以下に耐荷力、評価に必要なファクターの検討を行う。

2-1 設計条件（道路橋示方書の変遷）

既橋の耐荷力を評価する上で、その橋が設計された条件、即ち適用された道路橋示方書のどの時点での設計荷重強度かを知ることは重要な耐荷力評価ファクターとなる。従って耐荷力を評価する上で設計条件を調査するのはこのためである、設計図面と合わせ設計計算書を入手することも必要である。

古い橋梁で補修、補強を行う橋に関してこの資料が完全に残っている物は少なく、耐荷力を評価する上でたびたび問題となる。

一般的な話しとしては、設計示方書の変遷を調査することで、計画、施工された時点の設計荷重強度を知ることも一つの有効手段となる。ここでは設計示方書の変遷とその特徴を調査して参考とする。

道路橋の主要部材にとって主たる荷重は自動車による活荷重である。鉄道橋では列車荷重がこれである。この活荷重が、その橋に関する設計荷重としてどの程度で設計されているかを知ることは、橋の使われ方、損傷程度と同様に深く関係することで既橋の耐荷力を評価する上で重要である。

以下に示方書、指針の変遷とその時点の主なる考え方を整理して適用された橋の耐荷力算定の参考とする。

別途荷重環境に関しては詳細説明有

示方書・指針・変遷

大正8年 道路構造令及び街路構造令（内務省令）

・道路構造令

・街路 “

大正15年 道路構造に関する細則 第2章 橋梁（内務省土木局）

昭和15年 鋼道路橋設計製作示方書（内務省土木局）

昭和15年 電弧溶接鋼道路橋設計及製作示方書（内務省土木局）

昭和31年 鋼道路橋設計製作示方書（日本道路協会）

昭和32年 溶接鋼道路橋示方書（日本道路協会）

昭和34年 鋼道路橋の合成桁設計施工指針（日本道路協会）

昭和39年 鋼道路橋設計製作示方書（日本道路協会）

昭和39年 溶接鋼道路橋示方書（日本道路協会）

昭和40年 鋼道路橋の合成桁設計施工指針（日本道路協会）

昭和42年 溶接鋼道路橋示方書1967年追補（設計に関する規定）（日本道路協会）

昭和42年 鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版について（建設省道路局長通達）

昭和43年 溶接鋼道路示方書・1968年追補（日本道路協会）

昭和46年 鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版について（建設省道路局長通達）

昭和47年 道路橋耐震設計指針（日本道路協会）

昭和48年 道路橋示方書 I 共通篇・II 鋼橋篇（日本道路協会）

昭和55年 道路橋示方書 I 共通篇・II 鋼橋篇（日本道路協会）

平成2年2月 道路橋示方書 I 共通篇・II 鋼橋篇（日本道路協会）改定

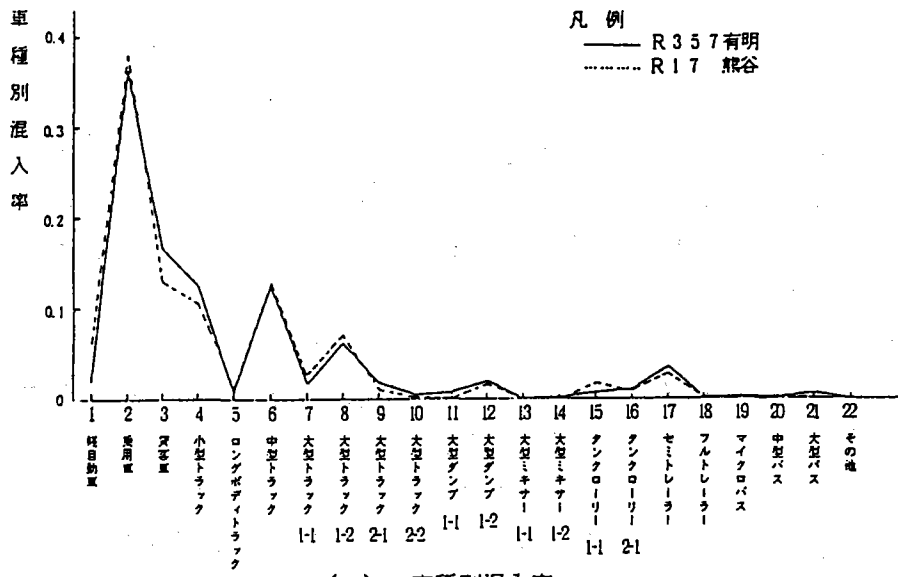
2-2 交通荷重の実態

現行の設計自動車荷重T-20は、総重量20t後車荷重8tの2軸トラックである。車両制限令は軸重、輪荷重各々10t、5t以下に制限している。これに対して現実に走行している自動車は車両の大型化、重量化が進展している。車両総重量、軸数、軸間距離には制限がなく、タンDEM車による大型重量車が増加している。

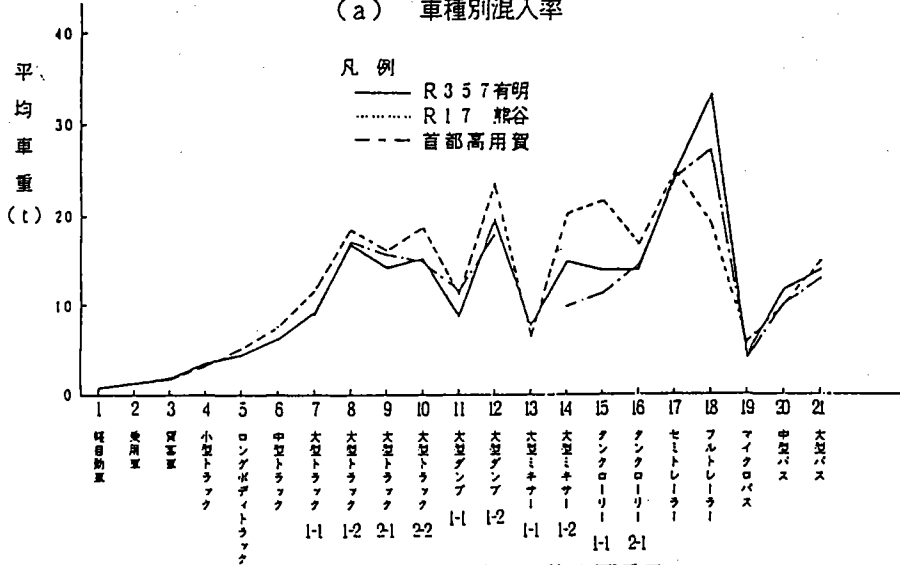
道路上を走行する自動車交通の種々の特性（交通量、車種、重量、車種率等）について建設省土木研究所を中心に定期的に計測している。

図-1 昭和63年に土木研究所で行った実態調査で、東京・有明、埼玉・熊谷（ともに一般国道）他において車両特性に関する実態調査である。

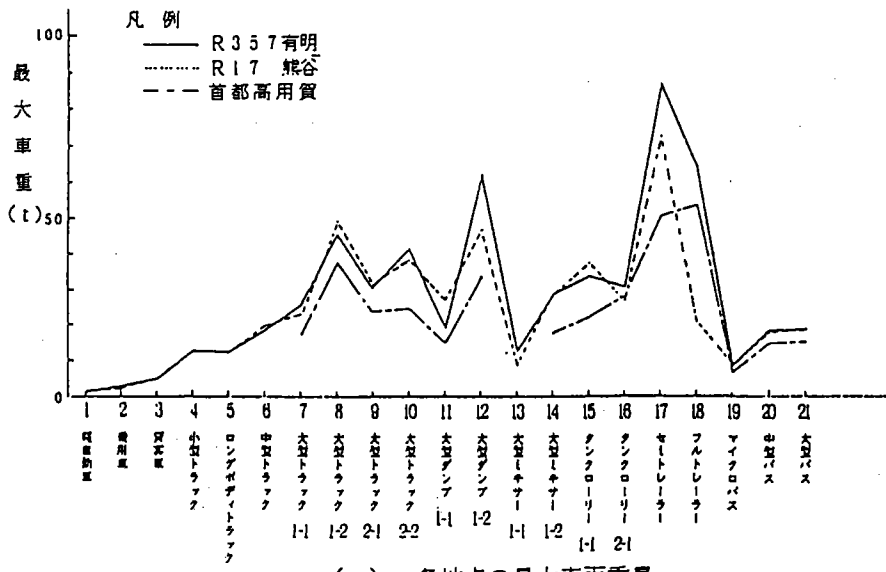
図-2 は軸重の頻度分布図、図-3 は最大軸重の実態調査を示している。これらの実態も既橋の耐荷力を評価する上で特に橋の疲労寿命を推定する上に参考となる。



(a) 車種別混入率



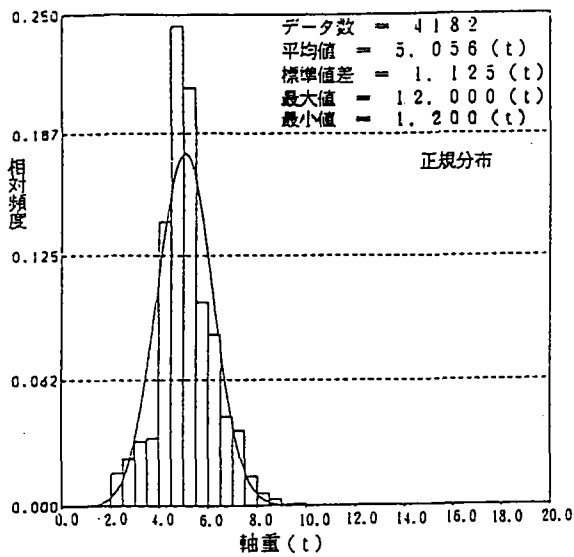
(b) 各地点の平均車両重量



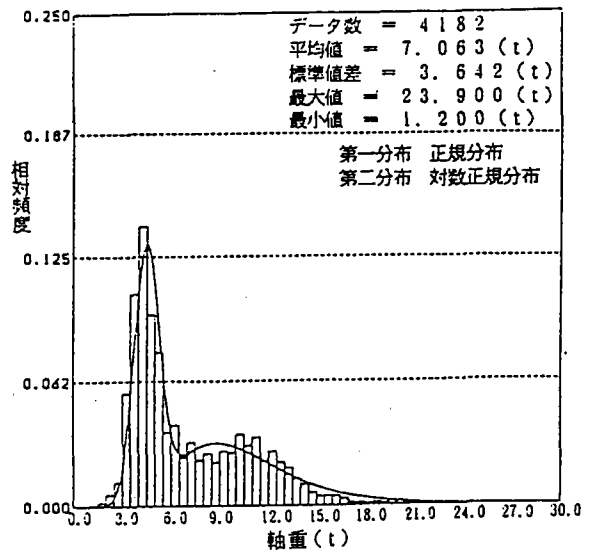
(c) 各地点の最大車両重量

図 1. 交通特性と車両重量の実態 (測定例)¹⁾

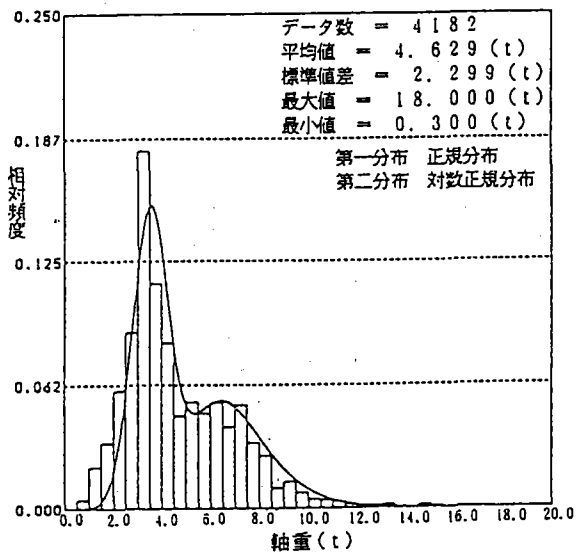
563年



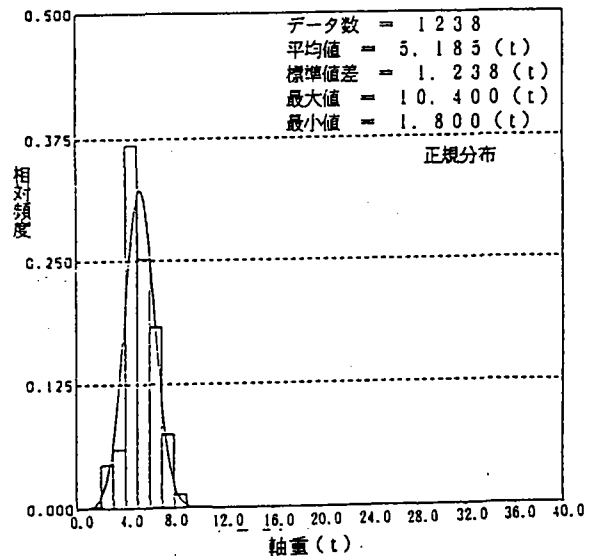
(c) 大型トラック (後タンデム, 前軸, 8)



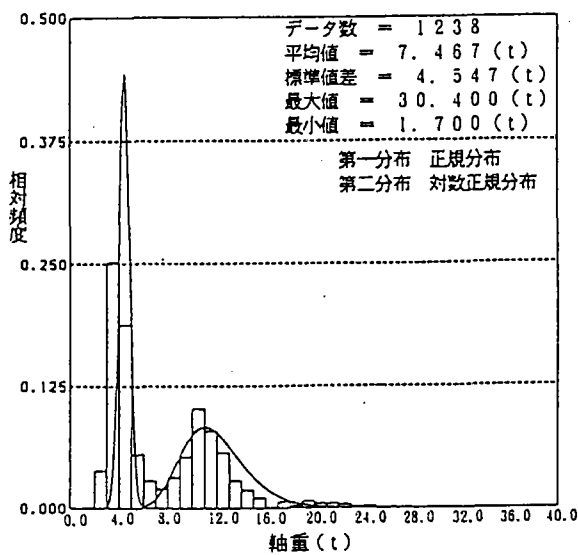
(d) 大型トラック (後タンデム, 第2軸, 8)



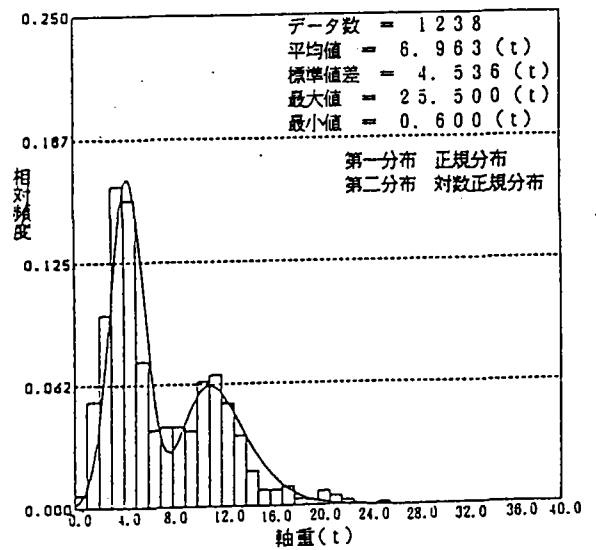
(e) 大型トラック (後タンデム, 第3軸, 8)



(f) 大型ダンプ (後タンデム, 前軸, 12)



(g) 大型ダンプ (後タンデム, 第2軸, 12)



(h) 大型ダンプ (後タンデム, 第3軸, 12)

図 - 2 軸重の頻度分布¹⁾

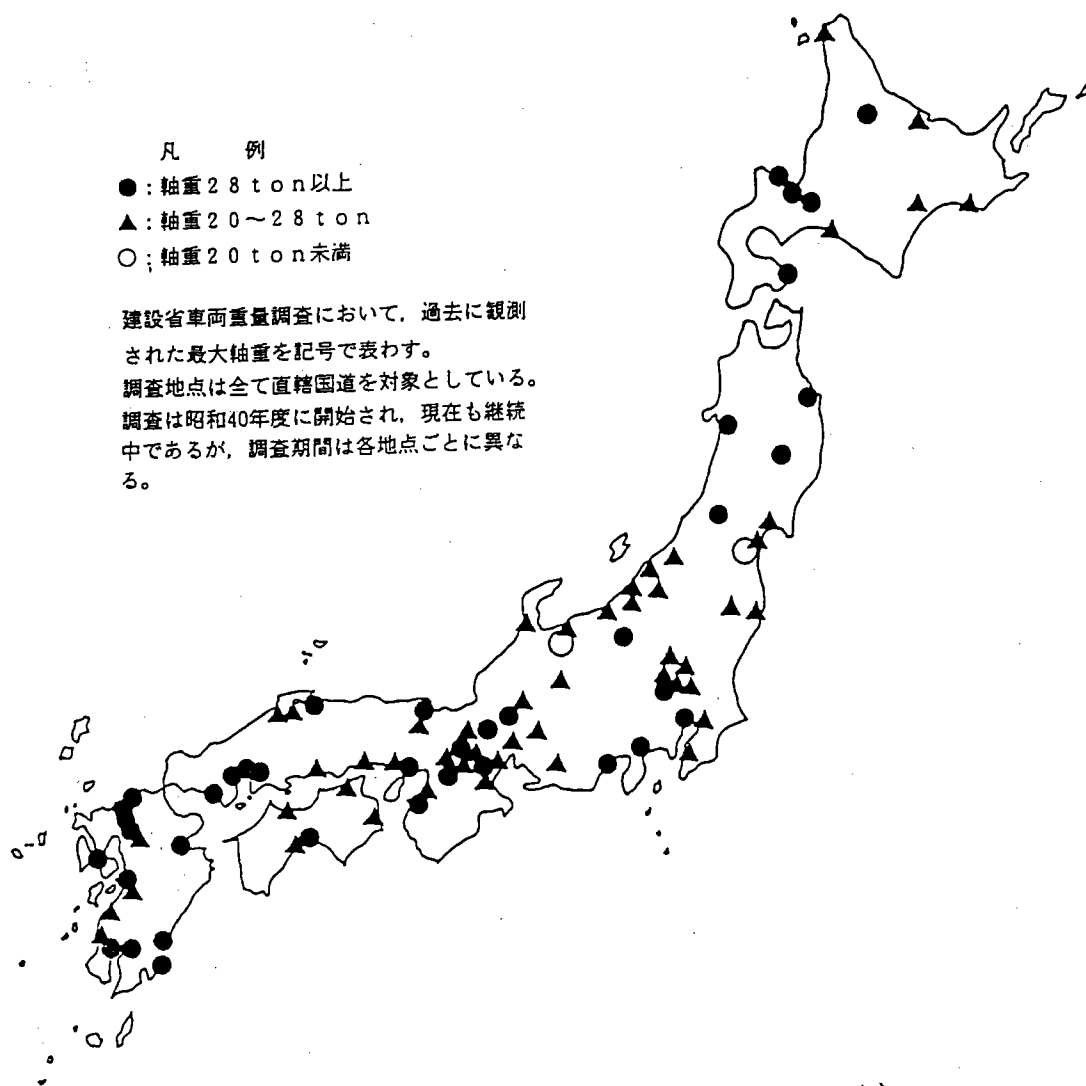


図-3. 最大軸重の実態 (文献12~14のデータを用いた)

2-3 既設橋の調査計測

ここで言う調査、計測は特別な調査、計測で通常の定期点検でなく特別点検と言われるもので各橋梁の構造特性による異なる調査計測である。

例えば、RC床版のひび割れ、桁の腐食、変形、疲労等の目視調査から床版や桁の振動状態、供用荷重による各部位の応力計測、力学的な特性値の計測までの広い範囲である。

調査項目は以下の内容である。

- ① 目視検査、外観、腐食
- ② 部材寸法計測（損傷計測を含む）
- ③ 材料強度検査
- ④ 使用交通量調査
- ⑤ 使用交通荷重下での応力計測、変形
- ⑥ 現場載荷試験（応力計測、変形、振動）
- ⑦ 疲労調査
- ⑧ その他

この調査計測から評価判定項目として、構造物の使用性、耐荷力、疲労寿命、腐食の程度、社会的重要度、部材の重要度、補修、補強の難易度（使用交通の処理を含む）、調査計測の部位と調査計測項目内容の対比は以下のとおり。

調 査 部 位	調 査 内 容
RC床版 鋼床版	コンクリートのひび割れ、疲労、鉄筋腐食、RCの強度 疲労、タワミ、振動（剛性）
床組（縦桁、横桁）	桁の疲労、腐食、部材応力、材料強度
主桁、主構（トラス等）	腐食、桁の応力、疲労、振動、タワミ（剛性）
付属品、杓、伸縮	性能、機能、腐食、振動

2-4 既設橋梁の架替と耐荷力

耐荷力の評価を行う前提として、橋梁の被災要因（損傷要因）の分析を行う事で耐荷力の評価の位置づけを行う。

一般に橋梁の耐用年数は50年程度と考えられている。しかし実際使用される期間は単に損傷等による構造的寿命ここで取上げる耐荷力のみで決まるものではなく、線形、幅員等、道路の一部として橋梁に求められる機能を満足できるか、機能的寿命が、時代とともに要求が変化してきている。

ここで過去20年間に架け替えられた橋梁の架替理由を土研の調査からみる。

図-4 は架替え年次別架替理由。

図-5 は架替理由別の内訳。

図-6 は調査年次別の架替理由構成

過去20年間に架替えられた橋梁の架替理由からみるかぎり既設橋梁の使用年数、損傷などの構造要因より線形、幅員など道路の一部として橋梁に求められる機能要因に支配される傾向にあるがこれは過去20年のモータリゼーションの急激な進展の時期と合致したため橋が道路交通上のネックになることが多く、構造的な寿命を待たずに架替えられてきた一時的なものであると判断される。

今後は損傷による架替えの比率が徐々に多くなると判断される。格上げ、拡幅や改良工事等も橋の損傷と合せ評価したうえで、行政的な判断を下す時代となると思われる。従って今後とも既設橋の耐荷力を評価することは重要となる。

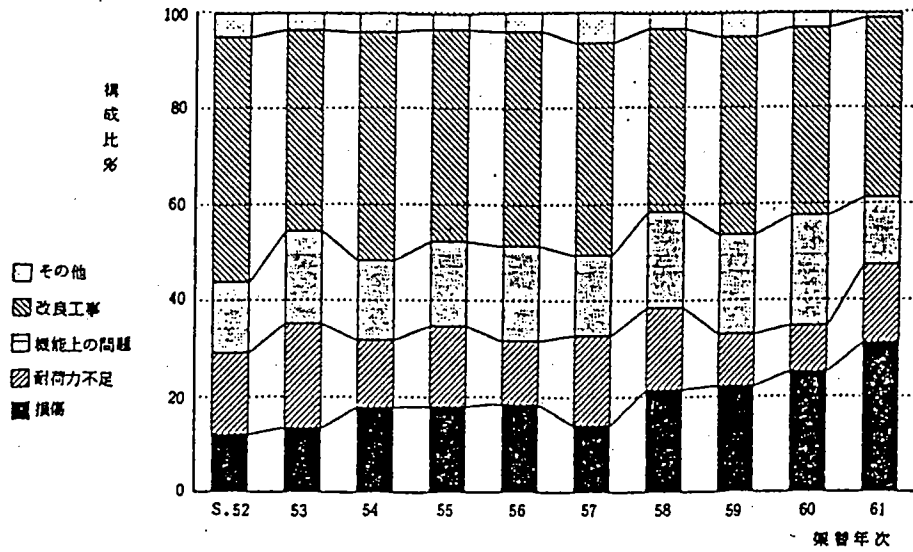


図-4 架替年次別架替理由構成比

調査年度 昭和52年
 対象期間 昭和42～52年
 対象道路 一般国道、都道府県道
 ■鋼橋 □RC橋 □PC橋 全1,543橋

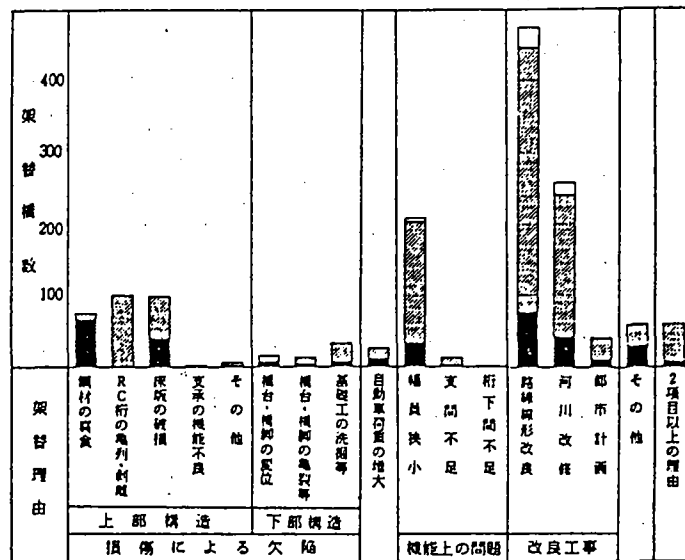


図-5 架替理由別架替数内訳

図-6 調査年次別架替理由構成比

理由	調査年次 (%)		
	S.42	S.52	S.61
損傷による欠陥	40	24	19
耐荷力不足	15	2	12
耐震対策	—	—	3
機能上の問題	18	16	19
改良工事	22	50	40
その他	5	8	7
計	100	100	100

2-5 既設橋の損傷評価

各々の損傷調査を行い、補修補強方法を決定する判定基準に使用しているが、ここでは既設橋の耐荷力を評価する上で一つのファクターとして取扱う。その橋が架設当時から供用荷重下で受けてきた種々の損傷を無視することはできない。既設橋の損傷を補修・補強して橋の延命を行ったり、既設橋の余寿命や維持管理を考える際にはこの損傷の評価が問題となる。特に今後問題となると考えられる疲労に関してはこの問題は避けて通れない。

実橋の調査計測に当たっては国内各機関の点検マニュアルやそれを受けて損傷度の判定基準が整備されて来ている。

鉄道橋の評価には『損傷』に対する補修・補強が必要かどうかの評価判断と、耐力、耐久性に関する『健度』及び使用性に対するものがある。

既設橋に対する評価の理想的な形は施工時に各種の評価すべき計測項目を決め、これに従って計測を行い、これを定期的に決めた方法で計測することである。その橋の使用のされ方を計測結果から判断評価し、健全度を判定することができればその対応が可能である。これに対して既設橋の耐荷力を机上の計算から判定する方法は、現状の結果から判断を下す必要があり多少問題は残る。

一つの有効な手段として現状の供用下で発生する各部位の最大の応力、変形等を計測して、このデータから橋の健全度を判定する方法である。。

この方法は各施工主体で実際に行われてデータを取られているが、詳細に渡っての計測、疲労の程度、腐食の程度、を判定するまでのデータとしては不十分である。この点の対応が可能であれば現地の計測技術とあいまって評価システムとして今後有効な技術となりうる。

以下に我国の各企業体の損傷評価例を挙げる

1. 鉄道橋の損傷に対する評価
2. 既設橋梁の耐久性評価（土研資料）
3. 東京都の橋梁点検要領
4. 橋梁点検要領（案）（土研資料）

鋼鉄道橋の損傷に対する評価

鋼鉄道橋の評価には、「損傷」に対するもの、耐力・耐久性に関する「健全性」および走行性等「使用性」に対するものがあるが、そのうち損傷に対するものは、「進展性」と「冗長性」について「評価ランク」を判定し、これらの組み合わせで総合的損傷評価を行うものとする。

評価ランク	運転保安等に対する影響	変状の程度	措置
AA	危険	重大	直ちに措置
A ₁	・早晚脅かす ・異常外力の作用時危険	変状が進行し、機能低下も進行	早急の措置
A ₂	将来脅かす	変状が進行し、機能低下の恐れ	必要な時期に措置
B	進行すればAランクになる	進行すればAランクになる	監視（必要に応じて措置）
C	現状では影響なし	軽微	重点的に検査
S	影響なし	なし	

1. 損傷に対する総合評価

総合的損傷評価

進展性 \ 冗長性	a	b	c	s
	a	A ₁	A ₂	A ₂
b	A ₂	A ₂	B	C
c	B	B	C	C
s	C	C	C	S

なお、次に示す項目に該当するものは、総合評価の際、1ランクアップさせる。

- ① 放置すると他に多大な影響を及ぼすもの。
- ② 多発する可能性のあるもの。
- ③ 早期対策が維持管理上著しく有利なもの。
- ④ 他にも同類の箇所があり、その箇所の検査が比較的難しいもの。
- ⑤ 構造物としての重要度が特に高いもの。

2. 進展性および冗長性の評価

進展性の評価（変状の進行性に対する評価）

評価ランク	状況
a	変状が発生してから4～5年以内（全般検査で1回見落としを考慮）に機能限界もしくはその部材（品）の破断等に達する可能性のある結果となったもの。
b	変状が発生してから10年（塗装期間）以内に機能限界もしくはその部材（品）の破断等に達する可能性のある結果となったもの。
c	変状が発生しても計算上設計想定寿命は満足できる結果となったもの。
s	変状が発生しても通常はほとんど進展しないか、進展しても設計寿命を十分満足できる結果となったもの。

冗長性の評価（構造全体の機能低下に及ぼす評価）

評価ランク	状況
a	部材や構造物の著しい機能低下や崩壊に結びつく可能性の高いもの。
b	かなり大きく進行した時に部材や構造物の著しい機能低下や崩壊に結びつく可能性のあるもの。
c	一般的には大きく影響しないと思われるが、長期的には構造物に重大な影響を及ぼす可能性のあるもの。
s	その継手や部材が崩壊しても構造物全体の強度や機能にあまり影響を与えないもの。

既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究Ⅲ 土研発研
 土研資料 第2682号

表一2.3.3 既存点検要領と点検要領統一案原案との損傷度判定標準の比較

		既存点検要領(現要領)	点検要領原案
関東地建	判定 C	変状が著しく、安全性を低下せしめるもの。	I II
	判定 B	軽微な変状はあるが、安全性に影響のない程度。	III IV
	判定 A	変状なし。	OK
北陸地建	ランク5	放置すると近い将来危険な状態になることが予想されるので、直ちに対策を講じる必要がある。	I
	ランク4	できるだけ早期に対策を講じた方がよい。	II
	ランク3	当面放置しても問題はないが、観察が必要。耐久性を増大させるためには、補修、補強を行う方がよい。	III
	ランク2	正常な範囲内の変状。または局部的に美観を損う程度の損傷。	IV
	ランク1	損傷なし。	OK
中部地建	D	補強対策が必要であると思われるもの。	I
	C	補修対策が必要であると思われるもの。	II
	B	追跡調査が必要であると思われるもの。	III IV
	A	橋梁の安全性に影響のないと思われるもの。	OK
近畿地建	判定 D	早急に補強対策が必要と判断されるもの。	I
	判定 C	補修対策が必要と判断されるもの。	II
	判定 B	若干の異状が認められるので、追跡調査が必要と判断されるもの。	III IV
	判定 A	異常なく、健全であるもの。	OK
中国地建	判定 1	(要修理) 欠陥の程度が大きく通行不可能が予想されるもので緊急に修理を要するもの。	I
	判定 2	(要補修) 構造物として安全率が低下しているもの、欠陥が進行性のもの、環境を阻害しているもので早急に補修を要するもの。	II
	判定 3	(要検査) 現在機能的には何等影響がないもので供用しながら状態を動態調査により観察するもの。	III
	判定 4	(要追跡調査) 欠陥はあるが特に対策を講じる必要がないもの、その原因補強方法が見出されぬもので次回の巡回定期点検で重点管理するもの。	IV
	判定 5	(良好) 何等欠陥がなく健全なもの。	OK
四国地建	ランク C	(損傷大)	I II
	ランク B	(損傷小)	III IV
	ランク A	(損傷なし)	OK
九州地建	A	早急に処置又は詳細な再調査を必要とするもの。	I II
	B	異常が認められ、今後継続的な点検を必要とするもの。	III
	C	異常は認められるが現状で安定しており、構造上支障のないもの。	IV
	D	異常の認められないもの。	OK
北海道開発局	A	要修理(緊急対策必要)	I
	B	要注意(精密検査を考慮)	II
	C	軽微な変状あり(継続観察)	III IV
	D	変状なし(良好)	OK

橋梁の点検要領

2. 5 判定標準

東京都建設局

判定の標準を点検の種別毎に表1～3に示す。

(1) 日常点検

日常点検の結果は、下表の判定標準により判定する。

表1 日常点検の判定標準

判定区分	状 況	措 置
I 健全	損傷が特に認められない。	—
II やや注意	損傷がある。	記 録
III 危険	損傷が著しい。	緊急補修

(2) 定期点検

定期点検の結果は、下表の判定標準により判定する。

表2 定期点検の判定標準

判定区分	状 況	措 置
A 健全	損傷が特に認められない。	—
B やや健全	損傷が小さい。	記 録
C やや注意	損傷がある。	動態観測
D 注 意	損傷が大きい。	詳細調査
E 危 険	損傷が著しい。または、第三者へ影響を与える可能性がある。	緊急補修

(3) 異常時点検

異常時点検の結果は、下表の判定標準により判定する。

表3 異常時点検の判定標準

判定区分	状 況	措 置
I 健全	損傷なしあるいは軽微。	—
II やや注意	損傷がある。	動態観測
III 危険	損傷が著しい。	緊急措置

土石橋梁点検要領（土研資料 2651号）

10. 損傷度判定標準

損傷度判定標準は表-10のとおりとする。

表-10 損傷度判定標準

判定区分	一般的状況
I	損傷が著しく、交通の安全確保の支障となる恐れがある。
II	損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行う必要がある。
III	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
IV	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
O, K	点検の結果から、損傷は認められない。

〔解説〕

損傷度判定標準は、損傷の程度による点検結果の判定区分を示すものである。ここでは、損傷度を5つに区分することとした。

11. 損傷度判定

損傷度の判定は点検の対象とした部材別に、損傷の種類、損傷の状態、部材の重要度、損傷の進行状況を考慮して行うものとする。

〔解説〕

損傷度の判定は、各部材ごとに、損傷の種類や状態、部材の重要度、損傷の進行状況を総合的に判断して行うものとする。具体的な判定は、付録-1.1「損傷度判定基準（案）」に基づいて行っても良い。損傷度判定基準（案）の考え方を以下に示す。

判定の基本的な考え方は次の6つである。

- ① 損傷の種類別に橋の耐荷力・耐久性に与える影響の程度を3つの要因に分類して整理し、判定する。
 - ・損傷の位置あるいはパターン (X)
 - ・損傷の深さ (Y)
 - ・損傷の広がり (Z)
- ② 損傷の種類別判定においては、主部材は2次部材より原則として上位の判定区分とする。
- ③ 損傷が進行している場合は、部材の損傷度判定区分に進行していることを示し、注意を促す。
- ④ 損傷が著く、交通の安全確保の支障となる恐れがある場合は、耐荷力・耐久性の影響を問わず判定区分 I とする。
- ⑤ 判定区分 I は、点検の結果からは機械的に判定せず、道路管理者ならびに点検者が周囲の状況を総合的に判断して判定する。
- ⑥ 部材別の損傷度の判定で、1部材に複数の種類の損傷がある場合には、損傷の種類ごとの判定結果のうち、最上位の判定区分となる損傷の種類の結果をその部材の判定結果とする。

以下、省略（解説中の付録-1.1は、橋梁点検要領（案）（土研資料 2651号）参照）

3. 既設橋の実応力測定

3-1 既設橋の応力測定の必要性

既設橋の応力測定はその橋の耐荷力を評価する上に非常に有効な手段である。実測から得られたデータは耐荷力を評価する上で重要なファクターの一つとなる。ここではこの実応力の測定に関して、検討を加える。

構造解体は計算機の発達や手法の研究等で細部の状態まで解明されてきているが解析モデルと実際構造物の細部の違い、構造解析では考えていない面外の変形や応力等で実際の応力は計算されたものと違って来る。

同様に解析に使用される荷重及び荷重状態も荷重位置大きさ等理論的な数値と違いがみられる。特に将来の橋の寿命を推定したり延命対策として補強を計画する上で既橋の疲労や腐食の状態を理論的に解明することはほとんど不可能で実応力測定が必要となる。

橋梁の種々の部材に生じる応力を測定することは極めて直接的な方法で必要に応じて各種の計測を行うことが有効である。近年計測技術が急速に進歩し短時間で目的の部材応力や変位を計測することができる。データも大容量の記録が可能となってきている。場合によってはある時間継続しての応力が記録できこれを使用して実際の走行荷重に依る応力状態を把握することが可能となった。主桁応力ばかりでなく部材の細部の応力集中に関してもある程度実応力を把握することが可能である。

一方、実橋に対しての応力測定は既橋の過去から現在までの使用のされ方からその橋の性状および何等可の変状があれば、それを含めて計測結果に表れてくる。

計測方法、計測ヶ所等その目的に適合した実橋計測が重要な意味を持って来る。また多くのデータが計測、蓄積出来れば同様な形式や道路規格に対しある程度の発生応力、変状の推定が可能となる。この様なことから近年各方面で実橋の計測が数多く行われてきている。ここで2～3の例を紹介してその結果より既橋の耐荷力評価の参考にしたい。

ここでは建設省の土研を中心に各地建で行った供用荷重下での応力測定結果を分析する。この活荷重応力測定は橋梁部材に生じる実応力度と交通条件や橋梁の構造特性との関連性や実応力度の日変動特性を検討調査し既設橋の合理的な安全性照査を作成する為の基礎資料を得ることを目的としている物で、既橋の耐荷力評価を行う上で有効な手段である。

3-2 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法

1) 耐荷力に関する検討（応力頻度測定）

応力頻度測定は供用下の橋梁各部材に生じる実応力の実態を把握し、既設橋梁の耐荷力評価手段の合理化の為に実施する。

測定の種類

- (1) 24時間応力頻度測定：1日24時間を1単位として橋の部材に作用する応力頻度を測定するもので、ヒストグラムレコーダを使用する。
- (2) Peak-Valley法：(PV法)極大極小法ともいう、車両通過時に生ずる応力（ひずみ）波形の極大値及び極小値の発生する頻度をそのレベルごとにカウントする。部材に作用する応力度の最大値を知ることができる。
- (3) Rain-Flow法：応力（ひずみ）波形から応力範囲の頻度分布を求める手法で、主として疲労に対する耐久生評価に用いる。
- (4) 365日間長期測定：応力頻度測定の最小単位を1日24時間と考え1日に生ずる最大最小応力度及び最大応力範囲を長期に渡り計測順に記録するヒストグラムレコーダを使用する。
- (5) 試験車による走行試験：交通の切れ目を利用して試験車走行させ、測定の対象とする支間を通過するときの部材応力を計測する。

2) 応力頻度の測定方法

- ・測定にはヒストグラムレコーダを用いて行う。
- ・供用下における橋梁の各部材における応力をそのピーク値や振れ幅の頻度分布として捕らえようとするものである。
- ・図- は応力頻度測定結果の一例を示すものでありa)は応力波形のピーク（極大、極小）値の応力レベルごとの発現回数を示す。 b)は応力範囲（応力の振れ幅）の発現回数を示したもので、測定期間はいずれも24時間である。
- ・通常の載荷試験で計測される応力（ひずみ）は特定の載荷条件Fにおけるものに限定されるが応力頻度測定では測定期間中におけるあらゆる載荷状態における応力度が含まれる。従って、測定期間を十分に長く取ることができるならば、実際の交通条件下で対象とする橋梁に生じ得るあらゆる載荷条件における応力（ひずみ）測定を行ったことに相当する。

・応力頻度データにはその橋梁の交通特性が含まれているが、さらに

1)主構造間の荷重分配効果

2)部材間の共同作用

3)路面のデコボコによる衝撃の影響も同時に測定される。

4)橋梁の部材に発生する応力があるがままの状態で測定することとなる。

ここで得られたDataは、供用下にある橋梁の安全性の評価を行うために十分な
であると考えられている。

さらに部材の断面積が腐食などにより減少している場合にはその影響も測定され応力
度に反映されている。

極大応力度の頻度分布の最大値が目安となり疲労による損傷を考える場合には応
力範囲の頻度分布がそのまま部材に与える疲労被害(ダメージ)を表す。

3) 応力範囲の頻度分布の指標

図一 bは応力範囲の頻度分布図で繰り返し応力が部材に及ぼすダメージを
表している、この情報を指標として数値に置き換えられれば計測結果の比較が出来
便利である。これに対して土研では換算疲労被害: ED (Equivalent Fatigue
Damage) を下記の式で提案している。

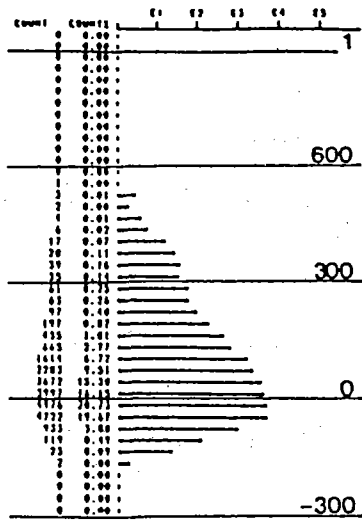
$$ED = \frac{1}{2 \times 10^6} \sum \frac{\Delta \sigma_i^4}{1000} \times n_i \quad \Delta \sigma = C \times N^{-1/m}$$

(C定数 $m=4$)

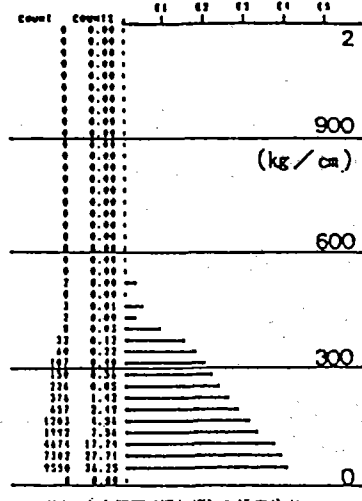
ここで $\Delta \sigma_i$ は応力範囲のレベル

n_i は $\Delta \sigma_i$ 生じた回数

ここで定義するEDは応力頻度を測定した部材に200^万疲労強度が1000kg/cm²
の溶接部があったとした場合に24時間の間に受けるに疲労によるダメージを
表し、ダメージが蓄積されてEDの合計が1.0になったときに疲労損傷が生じ
ることを意味する。

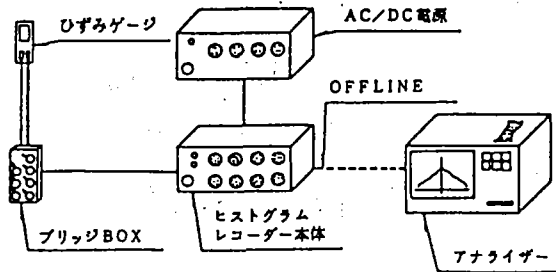


(a) 最大極小値の頻度分布

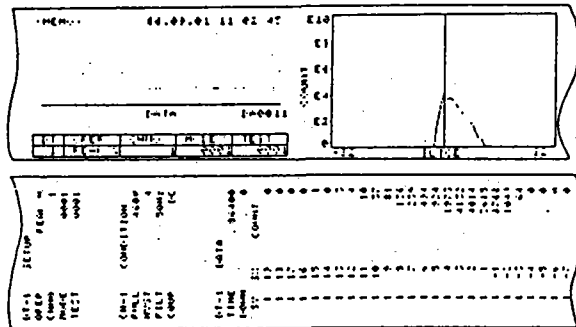


(b) 応力範囲(幅れ幅)の頻度分布

応力頻度測定結果の例



ヒストグラムレコーダおよび接続図



アナライザによる出力例

3-3 実橋応力測定例 (S橋におけるトラック載荷時の応力度)

S橋主桁フランジ部では大きな応力が出ていない。(G1 = 50~150 kg/m G2 = 100 kg/m G3 = 50~130 kg/m)にかかわらずスティフナー(コバ面)では500 kg/m応力が発生している。

$$\frac{\Delta \sigma_{eg} \text{ (注目点)}}{\Delta \sigma_{ref} \text{ (主桁)}} = 4.0 \quad \text{以上応力集中は4倍程度を示している。}$$

場合によっては増幅率が4倍に達し容易に疲労損傷が発生している値を示している実際にも損傷が生じている。

実応力の測定からすぐに橋梁各部材の応力集中度を一般的に論ずることは出来ないがデータとして有効かつ説得力があり新しい橋や、補修工事を行う上で生かす必要がある。

その他、その橋各々の特徴から主桁として比較して大きな応力の発生している場所があるとすればその実測データを有効に生かす必要がある。

3-4 K高架橋に於ける測定結果 (架設 昭和43年)

本橋は横桁及び対傾構に主桁に取付ける垂直補剛材の溶接部に疲労きれつが発生しているのがS57年に発見されている。

その後RC床版の補強のため主桁間に縦桁の増設を行っている。疲労損傷に対して縦桁の増設がどのように影響を及ぼすかについては不明。

主桁の応力度	G1~G8
疲労に対する検討(主桁)	G1~G4
垂直補剛材	S1~S3

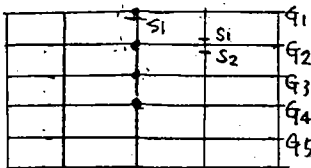
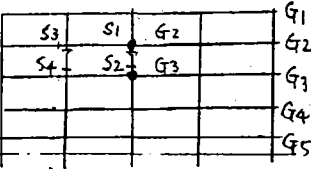
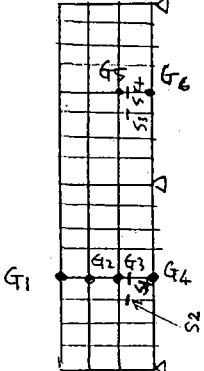
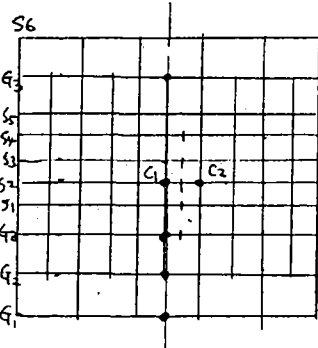
図一 はS1における昭和57年と今回の応りき頻度データを比較した物であり縦桁の増設により交通量が増加したにもかかわらず発生する。応力度は著しく低下されていると考えられる。

表一 は応力頻度の測定データから最大応力範囲 $\Delta \sigma_{max}$ 、換算疲労被害ED及び換算疲労寿命ELを求めたものがある。

57年の測定結果と比較して主桁については交通量の増加に伴ってEDが増加しているが垂直補剛材の場合には逆に大幅に減少している。縦桁とRC床版の補強によりS1で1/80, S2で1/10となり疲労に問題はなくなったとしている。

3-5 K, T等4橋の比較、実例

3-5 K, T等4橋の比較、実例（疲労に対する検討）

橋梁名称	工事 No	最大応力範囲 $\Delta \sigma_{max}$	換算疲労被害 ED (1/日)	換算疲労寿命 EL (年)	備 考
K高架	G1	720	5.30×10^{-6}	517	日交通量(対向車)560年 97236台/日 (38755台/日) 
	G2	540	2.27×10^{-6}	1207	
	G3	480	2.24×10^{-6}	1223	
	G4	420	1.65×10^{-6}	1660	
	S1	1080	1.25×10^{-5}	219.2	
	S2	1290	3.12×10^{-6}	87.8	
	S3	1440	5.65×10^{-5}	48.5	
T橋	G2	600	3.34×10^{-6}	820	8650台/日 560年 (2100台/日) 
	G3	540	3.89×10^{-6}	704	
	S1	1400	7.41×10^{-5}	37	
	S2	1500	7.12×10^{-5}	38	
	S3	2400	9.69×10^{-5}	28	
	S4	1050	1.34×10^{-5}	204	
A橋	G1	450	9.87×10^{-7}	2776	14600台/日 (3070台/日) 559年 
	G2	450	7.95×10^{-7}	3446	
	G3	450	5.11×10^{-7}	5361	
	G4	450	5.97×10^{-7}	4589	
	S1	750	1.08×10^{-6}	2536	
	S2	1140	7.70×10^{-6}	356	
	G5	510	1.13×10^{-6}	2425	
	G6	420	7.57×10^{-7}	3619	
	S3	1290	1.23×10^{-5}	223	
S4	1770	1.85×10^{-4}	15 *		
G橋	G1	360	8.28×10^{-8}	33000	
	G2	480	5.47×10^{-7}	5000	
	G3	600	1.14×10^{-6}	2400	
	C1	330	1.19×10^{-8}	138000	
	C2	630	2.11×10^{-6}	1300	
	S1	1320	2.07×10^{-6}	1320	
	S2 (新)	810	2.28×10^{-7}	21000	
	S3	270	6.69×10^{-7}	410000	
	S4 (新)	870	1.30×10^{-6}	2.1	
	S5	390	1.41×10^{-6}	1940	
S6 (外)	300	2.05×10^{-7}	13400		

• 主桁
- スリット

4. 既設橋の耐荷力の評価と算定式

既設鋼道路橋の安全性照査方法に関して2～3の案が提案され、実橋に対してしも適用されている。ここでは補修を前提とした既設橋の安全性照査という観点から3ケースに関して比較検討を行う。

4-1 『鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）共用荷重算定指針（案）』

本指針（案）は日本道路協会橋梁学会科書小委員会耐荷力分科会が昭和45年に提案したものである。

以下は基本的な考え方を紹介する。

耐荷力は、その橋を構成する部材の中で最も弱い部材の耐荷力によって決まると考えなければならない。単に通常の構造計算だけを行い、橋の耐荷力を求め、共用の最大荷重を定めようとするれば床版や床組の耐荷力で決まる。これをそのまま制限重量として規制すれば既設橋の多くがこれに当たり、著しく交通障害を引き起こす。

しかし、通常の交通や載荷試験にみられるように、計算応力に比べて実際に生じる応力がかなり小さくなっている部材がある。実用上安全な範囲で部材のもつこのような余裕を考慮した上で実際の共用荷重を求めることが必要である。

このような考えから共用荷重算定方法について提案されている。基本式は以下のように現される。

$$P = K_s \cdot K_r \cdot K_t \cdot K_o \cdot P_o \dots\dots\dots$$

ここに P : 共用荷重

K_s : 応力度に関する係数

K_r : 路面状況に関する係数

K_t : 交通状況に関する係数

K_o : その他の条件に関する係数

$$P_o : \text{基本耐荷力, } P_o = 20 \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_{20}} \dots\dots\dots$$

ここに σ_a : 材料の許容応力度

σ_d : 死荷重応力度

σ_{20} : TL-20 によって生ずる応力度

式からわかるように、共用荷重算定指針（案）では、任意に通行することを許容しうる車両の総重量が共用荷重として得られるものとなっており、安全に通行できる車両重量の上限值が与えられる。共用荷重（ P ）の算定では、設計計算によって式から求まる基本耐荷力に K_s 、 K_r 、 K_o を乗じることにより個々の橋梁の条件が考慮される。このうち、 K_s 、 K_r については具体的な数値が与えられている。しかし、 K_t については通常の交通状態における橋梁上への荷重の載り方を、また K_o については、橋梁の将来共用期待年数、路線重要度、あるいは橋全体の動的挙動を考慮して道路管理者が定めるものとされ、具体的数値は示されていない。

4-2 既設橋の安全性照査指針試案

この問題を解決する方策として、現示方書の安全率の中に含まれる内訳が荷重特性等を反映してできるだけ陽な形で示される限界状態設計法の書式を採用する方法が考えられる。この方法による既設橋の安全性照査基準は、成案に至ってはいないが、「既設橋梁の安全性照査に関する一試案」(土木技術資料 26-12, 1984) にその考え方が示されている。試案の照査式を以下に示す。

$$\gamma \cdot \frac{S}{R} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4.4.3)$$

ここに S : 照査荷重 (Q) による荷重効果 (断面力または応力), ただし

$$Q = \gamma_D \cdot Q_D + \gamma_L \cdot Q_L(1+i) \quad \dots\dots\dots (4.4.4)$$

ここに γ_D : 死荷重係数

γ_L : 活荷重係数, ただし, T 荷重に対しては γ_{LT} ,

L 荷重に対しては γ_{LL} を用いる。ただし,

$$\gamma_{LL} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times \gamma_{spec} \quad \dots\dots\dots (4.4.5)$$

ここに a_1 : 今後の供用期間に関する補正係数

a_2 : 交通滞流に関する補正係数

a_3 : 大型車混入率に関する補正係数

a_4 : 車道幅員に関する補正係数

γ_{spec} : L 荷重に乗ずる終局限界状態照査用の活荷重係数

Q_D : 設計死荷重

Q_L : 道路橋示方書に規定する TL-20 荷重

i : 道路橋示方書に規定する衝撃係数

R : 部材強度または耐荷力

γ : 全体安全係数, ただし

$$\gamma = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \quad \dots\dots\dots (4.4.6)$$

ここに γ_1 : 橋の重要度に関する係数

γ_2 : 構造解析に関する係数

照査式からわかるように既設橋の照査に用いる活荷重は、設計活荷重 (TL-20) を活荷重係数で補正することによって求められる。このうち、 L 荷重については、(4.4.5) 式に示すように限界状態設計法において終局限界状態照査用の L 荷重係数 (γ_{spec}) に、個々の橋梁の今後の供用期間や交通条件を反映させるための補正係数を乗ずることにより求められる形式となっている。限界状態設計法では、 γ_{spec} は新橋に想定される載荷状態を一定の条件に従った解析により設定されることから、既設橋においてもこれらの条件を適切に変更することによって (4.4.5) 式のように個々の橋梁の条件を反映した形で照査 L 荷重を設定することが可能となる。本調査研究の目的の 1 つは、この限界状態設計法の書式に基づく安全性照査方法において用いるべき照査活荷重を提案することである。

第2の目的は、供用荷重算定指針(案)の応力度に関する係数(K_s)の妥当性の検証と試案の γ_2 を提案することである。 K_s については、実橋載荷試験から得れた活荷重実応力度と設計活荷重応力度の比較結果から提案されているが、設計活荷重応力度が慣用計算法(反力影響度)を用いて計算されている。これは、供用荷重の算定を慣用計算法により容易に行えるよう配慮したことによるものと考えられるが、そのために橋梁ごとに実応力度と計算応力度の比較結果がかなりばらついたものとなり十分に相互の差による余裕を取り込めないものとなっている可能性もある。そこで本検討では、格子桁理論によって設計活荷重応力度を求め、この結果から K_s を試算して指針(案)の K_s との比較を行い、必要があれば K_s の妥当性の検証を行うものとする。また、この結果に基づき γ_2 の提案を目指すものとする。なお、対象部材はプレートガーダー橋の主桁に限定して行う。

以下に土研技術資料 26-12 を紹介する。

既設橋梁の安全性照査指針試案

土木技術資料 26-12 (1984)

1. 総 則

1.1. 適用の範囲

この指針は、次の各号に該当する橋梁の上部構造の安全性を照査する場合に適用する。

- (1) 道路法に規定する高速自動車国道、一般国道、都道府県道および市町村道における支間 200 m 以下の橋。
- (2) 既設の橋

1.2 照査の基本

部材は(1.1)式により安全性を照査するものとする。

$$\gamma \cdot \frac{S}{R} \leq 1 \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに

- γ : 全体安全係数で、4.に規定する値
- R : 部材の強度または耐荷力で、3.2に規定する値
- S : 2.1で規定する照査荷重が作用した場合の断面力または断面の応力。

(注) 照査対象とする限界状態は終局限界状態とし、使用限界状態は対象としない。

2. 荷 重

2.1 照査荷重

照査荷重は(2.1)式により、算出するものとする。

$$Q = \gamma_D \cdot Q_D + \gamma_L \cdot Q_L (1 + i) \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに

- Q : 照査荷重
- Q_D, γ_D : 2.2に規定する死荷重および死荷重係数
- Q_L, γ_L : 2.3に規定する活荷重および活荷重係数
- i : 2.4に規定する衝撃係数

(注) 照査荷重としては死荷重、活荷重および衝撃のみを考えるものとし、その他の荷重は考慮しなくてよいものとした。

2.2 死荷重および死荷重係数

死荷重は、部材の実体積に材料の実重量を乗じて求めるものが望ましい。ただし、部材の実体積、材料の実重量を測定することが困難な場合は、設計図書または道路橋示方書 I 共通編 2.1.2 に定める値によってもよい。

- (2) 死荷重係数は、 とする。

2.3 活荷重および活荷重係数

- (1) 活荷重は T 荷重、L 荷重および歩道等の等分布荷重とする。

- 1) 床版および床組の安全性を照査する場合の活荷重

床版および床組の安全性を照査する場合の活荷重は次のとおりとする。

- ① 車道部分に適用する荷重は道路橋示方書 I 共通編 2.1.3 に規定する T 荷重とする。また、負荷方法についても道路橋示方書 I 共通編 2.1.3 の規定によるものとする。
- ② 歩道等に適用する荷重は kg/m² の等分布荷重とする。

- 2) 主げたの安全性を照査する場合の活荷重

主げたの安全性を照査する場合の活荷重は次のとおりとする。

- ① 車道部分に適用する荷重は道路橋示方書 I 共通編 2.1.3 に規定する L 荷重とする。また、負荷方法についても道路橋示方書 I 共通編 2.1.3 の規定によるものとする。
- ② 歩道等に適用する荷重は道路橋示方書 I 共通編表-2.1.4 に規定する等分布荷重とする。

- (2) 活荷重係数は次のとおりとする。

- 1) T 荷重に乗じる活荷重係数は、 とする。
- 2) 歩道等に適用する等分布荷重に乗じる活荷重係数は とする。
- 3) L 荷重に乗じる活荷重係数は(2.2)式により算出する。

$$\gamma_L = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times \gamma_{Spec} \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに

- γ_L : L 荷重に乗じる活荷重係数
- a_1 : 今後の供用期間に関する補正係数で表-2.1に示す値とする。
- a_2 : 交通滞流に関する補正係数で表-2.2に示す値とする。

表-2.1

今後の供用年数	a_1
5年以上	
5年未満	

a_3 : 大型車混入率に関する補正係数で表-2.3に示す値とする。

a_4 : 車道幅員に関する補正係数で表-2.4に示す値とする。

γ_{spec} : L 荷重に及ぼす基本活荷重係数

表-2.2

橋梁上で完全渋滞を生じる程度	a_2
ピーク時間において毎日生じるまたはこれ以上の頻度で生じる	
特定の日のピーク時間において生じる	
ほとんど生じない	

表-2.3

大型車混入率 (T :%)	a_3
$30 < T$	
$20 < T \leq 30$	
$10 < T \leq 20$	
$T \leq 10$	

(注) 大型車混入率は24時間交通量に対する値

表-2.4

大型車幅員 (W :m)	a_4
$W \leq 5.5$	
$5.5 < W$	

(注) 車道幅員とは車道幅員に路肩等設計計算上し荷重を載荷する部分の幅員を加えた値

2.4 衝撃

衝撃係数は道路橋示方書 I 共通編 2.1.5 の規定により算出するものとする。

3. 部材の耐荷力および強度

3.1 耐荷力等算定の前提

- (1) 照査の対象とする橋梁の構造、断面寸法等をあらかじめ明らかにしておかなければならない。
- (2) 鋼材の腐食、コンクリートの破損および部材の変形、変位など、耐荷力の算定に影響を及ぼす欠陥があれば、その所在位置と程度とをあらかじめ明らかにしておかなければならない。
- (3) (1)および(2)の調査結果を耐荷力等の算定に十分反映するものとする。

3.2 部材の強度等

3.2.1 鋼橋

(略)

3.2.2 コンクリート橋 (略)

4. 全体安全係数

全体安全係数は (4.1) 式により算出する。

$$\gamma = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに

γ : 全体安全係数

γ_1 : 橋の重要度に関する係数で、表-4.1に示す値とする。

γ_2 : 構造解析に関する係数で、表-4.2に示す値とする。

表-4.1

橋梁が存する道路の分類	γ_1
主要幹線道路	
幹線道路	
補助幹線道路	
上記以外の道路	

(注) 道路の分類は「道路の標準幅員に関する基準(案)について」(昭和50年7月15日、建設省都市局街路課長、道路局企画課長通達)による。

表-4.2

橋種	形式	部材	γ_2
鋼橋	非合成プレート ガーダー橋	主げた 床版 床組	
	単純トラス橋	載荷弦 非載荷弦 斜材 垂直材 床版 床組	
コンクリート橋	床版橋	—	
	T げた橋	主げた 床版 横げた	
	箱 げた橋	主げた 床版 横げた	

(注) 上記の値は、実測応力度と簡易計算法による応力度との比を基本として設定してあるので、照査が簡易計算法によらない場合すなわち部材間の荷重分配を十分考慮した計算法による場合は γ_2 はすべて とする。

その結果、単純支持のプレートガーダー橋を対象として、照査活荷重を求めるための活荷重係数 γ_{LL} と構造解析に関する補正係数 γ_2 を明らかにした。

この試案は、まだ必ずしも適用できるものとなっていないが、現在用いられている「鋼道路橋(プレートガーダーおよびトラス) 供用荷重算定指針(案)」で数値の示されていなかった交通状況に関する補正係数 K_1 、その他の条件に関する補正係数 K_0 等を具体的に安全性照査に反映できるようにした点で充実したものとなっている。以下に活荷重係数と構造解析に関する補正係数の試案と係数を与えるにあたって試案の修正案を示す。

4.6.2 係数の試案および試案の修正案

(1) 照査の基本(試案 1.2 に対応)

部材は(4.6.1)式により安全性を照査するものとする。

$$\frac{\gamma_1}{\gamma_2} \cdot \frac{S}{R} \leq 1 \dots\dots\dots (4.6.1)$$

ここに

γ_1 : 全体安全係数で本文 4.6.2(4)に規定する値

γ_2 : 構造解析に関する補正係数で本文 4.6.2(3)に規定する値

R : 部材強度または耐荷力で、試案 3.2 に示す値

S : 試案 2.1 で規定する照査荷重が作用した場合の断面力または断面応力

(解 説)

ここでは照査式に γ_1 、 γ_2 の 2 つの係数を取り込むこととし、 γ_1 を全体安全係数、 γ_2 を構造解析に関する補正係数と呼ぶことにした。

(2) 活荷重係数 γ_{LL} (試案 2.3(2)3)に対応)

L 荷重に乗じる活荷重係数 γ_{LL} は、表-4.6.1 により算出するものとする。

表-4.6.1 L荷重係数 γ_{LL} (試案)

(放濤状態、2車線)						(放濤状態、3車線)							
支間	大型車混入率	放濤回数	将来供用期待年数				支間	大型車混入率	放濤回数	将来供用期待年数			
			1年	3年	5年	10年				1年	3年	5年	10年
20m	20%	1	1.30	1.40	1.45	1.50	20m	20%	1	1.20	1.30	1.40	1.45
		10	1.50	1.65	1.70	1.80			10	1.45	1.60	1.60	1.65
		100	1.80	1.90	1.95	2.05			100	1.65	1.80	1.85	1.90
		500	1.95	2.05	2.10	2.15			500	1.85	1.90	1.95	2.05
	40%	1	1.45	1.50	1.60	1.65		40%	1	1.40	1.50	1.50	1.60
		10	1.65	1.80	1.85	1.90			10	1.60	1.70	1.80	1.85
		100	1.90	2.05	2.10	2.10			100	1.85	1.90	1.95	2.05
		500	2.10	2.15	2.25	2.25			500	1.95	2.05	2.10	2.15
40m	20%	1	1.30	1.45	1.50	1.60	40m	20%	1	1.30	1.45	1.45	1.50
		10	1.60	1.65	1.70	1.80			10	1.50	1.65	1.65	1.70
		100	1.80	1.90	1.90	1.95			100	1.70	1.85	1.85	1.90
		500	1.90	2.05	2.05	2.10			500	1.85	1.95	1.95	2.05
	40%	1	1.60	1.65	1.70	1.80		40%	1	1.60	1.70	1.70	1.80
		10	1.80	1.90	1.95	1.95			10	1.80	1.90	1.90	1.95
		100	1.95	2.10	2.10	2.15			100	1.95	2.10	2.10	2.15
		500	2.10	2.25	2.25	2.30			500	2.10	2.15	2.25	2.30
60m	20%	1	1.30	1.45	1.50	1.60	60m	20%	1	1.40	1.45	1.45	1.50
		10	1.60	1.65	1.70	1.70			10	1.50	1.65	1.65	1.70
		100	1.70	1.85	1.85	1.90			100	1.70	1.80	1.85	1.90
		500	1.85	1.95	1.95	2.05			500	1.85	1.90	1.95	1.95
	40%	1	1.60	1.65	1.70	1.80		40%	1	1.65	1.70	1.80	1.80
		10	1.80	1.85	1.90	1.95			10	1.80	1.90	1.90	1.95
		100	1.95	2.05	2.10	2.15			100	1.95	2.05	2.10	2.15
		500	2.10	2.15	2.25	2.25			500	2.10	2.15	2.25	2.25

(走行状態、2車線)						(走行状態、3車線)							
支間	大型車混入率	交通量台/(日・車線)	将来供用期待年数				支間	大型車混入率	交通量台/(日・車線)	将来供用期待年数			
			1年	3年	5年	10年				1年	3年	5年	10年
20m	20%	1000	1.90	1.95	2.00	2.05	20m	20%	1000	1.75	1.80	1.90	1.95
		5000	2.00	2.10	2.10	2.20			5000	1.90	1.95	2.00	2.05
		10000	2.05	2.10	2.20	2.25			10000	1.95	2.00	2.05	2.10
		15000	2.10	2.20	2.20	2.25			15000	1.95	2.05	2.05	2.10
	40%	1000	2.00	2.05	2.10	2.20		40%	1000	1.95	2.00	2.05	2.10
		5000	2.10	2.20	2.25	2.30			5000	2.05	2.10	2.20	2.25
		10000	2.20	2.25	2.30	2.30			10000	2.05	2.20	2.25	2.25
		15000	2.20	2.30	2.30	2.30			15000	2.10	2.20	2.25	2.30
	60%	1000	2.05	2.10	2.20	2.25		60%	1000	2.00	2.10	2.10	2.20
		5000	2.20	2.25	2.25	2.30			5000	2.10	2.25	2.25	2.30
		10000	2.25	2.30	2.30	2.35			10000	2.20	2.25	2.30	2.35
		15000	2.25	2.30	2.30	2.35			15000	2.20	2.30	2.30	2.35
40m	20%	1000	1.70	1.75	1.75	1.80	40m	20%	1000	1.60	1.65	1.70	1.70
		5000	1.75	1.90	1.90	1.95			5000	1.65	1.75	1.75	1.80
		10000	1.80	1.90	1.95	2.00			10000	1.70	1.80	1.80	1.90
		15000	1.90	1.95	1.95	2.00			15000	1.75	1.80	1.90	1.95
	40%	1000	1.80	1.90	1.90	1.95		40%	1000	1.70	1.80	1.80	1.90
		5000	1.90	2.00	2.00	2.05			5000	1.80	1.95	1.95	2.00
		10000	1.95	2.00	2.05	2.05			10000	1.90	1.95	2.00	2.05
		15000	2.00	2.05	2.05	2.10			15000	1.95	2.00	2.00	2.05
	60%	1000	1.80	1.95	1.95	2.00		60%	1000	1.75	1.80	1.90	1.95
		5000	1.95	2.05	2.05	2.10			5000	1.90	1.95	2.00	2.05
		10000	2.00	2.05	2.10	2.10			10000	1.95	2.00	2.05	2.05
		15000	2.05	2.10	2.10	2.20			15000	1.95	2.00	2.05	2.10
60m	20%	1000	1.45	1.50	1.60	1.60	60m	20%	1000	1.35	1.40	1.45	1.45
		5000	1.60	1.65	1.65	1.70			5000	1.45	1.50	1.50	1.60
		10000	1.65	1.65	1.70	1.75			10000	1.45	1.60	1.60	1.65
		15000	1.65	1.70	1.70	1.75			15000	1.50	1.60	1.65	1.65
	40%	1000	1.60	1.65	1.65	1.70		40%	1000	1.45	1.50	1.60	1.65
		5000	1.65	1.70	1.75	1.80			5000	1.60	1.65	1.70	1.70
		10000	1.70	1.75	1.80	1.80			10000	1.65	1.70	1.70	1.75
		15000	1.70	1.80	1.80	1.80			15000	1.65	1.70	1.75	1.75
	60%	1000	1.65	1.70	1.70	1.75		60%	1000	1.60	1.65	1.70	1.70
		5000	1.70	1.75	1.80	1.90			5000	1.65	1.75	1.75	1.80
		10000	1.75	1.80	1.90	1.90			10000	1.70	1.75	1.80	1.80
		15000	1.75	1.80	1.90	1.90			15000	1.75	1.80	1.80	1.90

〔解説〕

表-4.6.1 に示す活荷重係数 γ_{LL} は、単純支持のプレートガーダー橋の主桁の照査に用いるための係数であり、将来供用期待年数、支間長、渋滞回数、大型車混入率、車線数を変数として、これらの組合せごとにまとめたものである。 γ_{LL} を決定するための橋梁上の交通状態としては、渋滞状態と走行状態が考えられることから、実際に適用する γ_{LL} は、渋滞および走行の各状態に対応する γ_{LL} を表-4.6.1 から求めて、大きい方の値とすることが必要である。表-4.6.1 を使用するにあたって、供用条件が表に示す値の範囲内である場合、補間等を行わずに安全側の評価となるように表の γ_{LL} を用いることとする。また表に示す値の範囲外でかつ安全側でない場合、外挿により γ_{LL} を定めることは行わずに別途検討を行う。なお、 γ_{LL} は将来、供用状況が大きく変化した場合には、再度求めなおすことが必要である。

(3) 構造解析に関する補正係数 γ_2 (試案 4. に対応)

構造解析に関する補正係数 γ_2 は (4.6.2) 式により算出する。式中の γ_{2a} および γ_{2b} は、表-4.6.2 および表-4.6.3 により算出するものとする。

$$\gamma_2 = \gamma_{2a} \times \gamma_{2b} \dots\dots\dots (4.6.2)$$

γ_{2a} : 応力度に関する補正係数で表-4.6.2 に示す値。

γ_{2b} : 荷重の載荷位置に関する補正係数で表-4.6.3 に示す値。

表-4.6.2 補正係数 γ_{2a} (試案)

桁形式	γ_{2a}
合成桁	1.00
非合成桁	1.25

表-4.6.3 補正係数 γ_{2b} (試案)

桁	γ_{2b}
外桁	1.10
内桁	1.05

〔解説〕

表-4.6.2 および表-4.6.3 に示す値は単純支持のプレートガーダー橋の主桁の照査に用いるための係数である。補正係数 γ_2 に考慮される余裕として、ここでは次の2つを考えることとした。

- 1) 構造解析上の仮定に基づいて求めた荷重効果と実際の荷重効果との差違により生じる余裕
- 2) 設計活荷重の載荷方法と実橋における車両の載荷状態との差違により生じる余裕

γ_{2a} は、プレートガーダー橋 30 橋において載荷試験を行い、実応力度と格子桁理論による計算応力度との比に基づいて定めたものである。計算応力度については非合成桁の場合、床版との合成効果を考慮せずに、合成桁の場合、道示の規定にしたがい考慮して計算したものである。 γ_{2b} は、設計活荷重を全有効幅員に載荷した場合と車線内にのみ載荷し路肩部分には載荷しない場合の曲げモーメントの比に基づいて定めたものである。

ここで γ_{2a} 、 γ_{2b} は主として直橋を対象に定めており、斜角の大きく、(幅員/支間)の大きい斜橋に

については実測値と計算値との差異が大きくなる可能性もあり、別途検討する必要がある。

(4) 全体安全係数 γ_1 (試案 4. に対応)

全体安全係数 γ_1 は、路線の重要度等を考慮して定めるものとする。

【解説】

路線の重要度とは、橋梁に重大な損傷が生じて交通不能の事態が生じた場合に、各方面におよぼす影響の度合を意味しており、橋梁が存在する道路の交通状況等を考慮して決める必要がある。また γ_1 には照査式中に含まれない要因に対する安全性を調整する意味が含まれている。 γ_1 をここで具体的に数値で示すことは難しく、道路管理者の判断によるものとする。

4.6.3 ま と め

ここでは単純支持のプレートガーダー橋の主桁を対象として、既設橋梁の安全性照査に用いるための活荷重係数 γ_{LL} と構造解析に関する補正係数 γ_2 の試案および試案の修正案を示した。本調査研究では他の係数については検討を行っていないことから、具体的な数値を示さないこととした。ただし γ_{LL} と γ_2 以外の係数についても、限界状態設計法の検討に関連して既に調査研究が行われているものもあり、それらの成果は今後試案中の係数を定める際の基礎資料になるものと考えている。

4-3 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法

実橋の活荷重応力度測定結果を安全性照査方法の照査式を以下に示す。

$$a_1 \cdot a_2 \cdot \bar{\sigma}^1_{\max} < \frac{\sigma_y}{\gamma_1} - \gamma_d \cdot \sigma_d \dots\dots\dots$$

a_1 : 個々の橋梁の将来供用期待年数, 交通特性を見込むための補正係数

a_2 : σ^1_{\max} の σ_{\max} の母平均からのずれを見込むための補正係数

$\bar{\sigma}^1_{\max}$: 主桁中央の実測日最大活荷重応力度の7日間平均値

σ_y : 主桁材料の降伏応力度

σ_d : 主桁中央の死荷重応力度

γ_1 : 橋の重要度に関する全体安全係数

γ_d : 死荷重係数

照査式は次の考えに基づいている。すなわち、個々の橋梁で実際の応答関数 $f_p(\quad)$ が不変を考えると、 $f_p(\quad)$ の応答として得られる荷重効果は荷重位置と荷重係数に依存する。仮りに任意の1日 i の任意の主桁中央の実測日最大活荷重応力度を σ^i_{\max} とし、これが荷重強度 Q_i 、荷重位置 x_i なる1組の荷重の載荷により生じたと考え、実応答関数を G_p とした時

$$\sigma^i_{\max} = G_p(Q_i, x_i) \dots\dots\dots (4.5.3)$$

ここで、 σ^i_{\max} を与える Q_i, x_i の組み合わせは理論上は無数にあるが、実際には σ^i_{\max} は数多くの載荷状態で生じる最大応力度であるから、荷重が支間中央付近で、かつその桁に近い位置に載荷された場合に生じていると考えることができる。そこで、ここでは x_i はほぼ毎日変化しないと考え、

$$\sigma^i_{\max} = G_p(Q_i, x_i) \dots\dots\dots (4.5.4)$$

が成立すると仮定した。このように考えると、通常、

$$G_p(kQ_i, x_i) = kG_p(Q_i, x_i) \dots\dots\dots (4.5.5)$$

ここに、 k : 任意の実数 ($k \geq 0$)

が成立することから、 $G_p(Q_i, x_i)$ の測定結果に荷重強度の変動を考慮するための係数 (a_1) を乗じることにより将来供用期待年数内に生じるであろう最大活荷重応力度を推定することが可能である。照査式の左辺はこの考えに基づいたもので、 a_1 は、個々の橋梁の今後の将来供用期待年数、交通条件に対応して設定される。

また、実測日最大活荷重応力度については、補正係数 a_1 が、供用期間を1日とした場合の最大活荷重応力度の期待値に対して与えられることから、理想的には実測日最大活荷重応力度の母平均を用いることが必要となるが実際には不可能である。したがって、ある観測期間の実測値の平均値を用いることになる。この場合、観測期間が長いほど母平均との差は小さくなり照査式左辺の推定精度は向上するが、ここでは観測手間を考慮して期間を1週間とした。そこで、1週間の観測値を母平均として用いることによって生じる誤差を補正係数 a_2 によって考慮することとした。

4-4 安全性照査方法の比較および検討

*以下に3提案に関して比較を行いその問題点と対策を検討した。

『鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針（案）』では

- すべての橋梁に対して、一律にTL-20を適用する形式となっている為、日交通量10万台の橋も、2千台の橋も同じレベルで評価されることとなる。したがって個々の橋梁が受ける交通実態に即した安全性の照査活荷重が必要。
- K_s , K_r , K_t 及び K_o という係数の決め方が今一つ合理的でない。
- K_s , K_r については、具体的な数値が与えられているが K_t については通常の交通状態における橋梁上の荷重の載り方を、また K_o については、橋梁の将来供用期待年数、路線の重要度あるいは橋全体の挙動を考慮して道路管理者が定めるものとして具体的な数値が示されていない。
- 個々の橋梁の将来供用期待年数や交通条件を反映できる K_t の提案は行われていない。
- これは全ての案に言えることであるが損傷を受けた橋梁の評価方法が示されていない。
- 耐荷力が不足する場合と耐久性に問題がある場合と明確に区別すべきである。
- 床版の損傷を他の部材の耐荷力と同列で扱うのは必ずしも合理的でない。

*これに対する対応策として、『既設橋梁の安全性照査に関する一試案』が土研より提案されている。詳細は提案報告書を参照することとしてここでは報告書に対して検討した内容を記載する。

- 供用の安全性を照査するための活荷重を実態に即した形で設定するための手法の開発が必要である。
- 損傷橋梁を含む既設橋梁の構造物としての耐荷力および耐久性を評価する必要がある。
- さらに実橋の応力状態を考慮して、実橋の活荷重応力測定結果を用いた安全性照査方法を提案しているが今一つ実用化しにくい。
- 既設橋の照査に用いる活荷重は、設計活荷重(TL-20)を活荷重係数で補正することによって求められる方が実際の補修設計との対応が付けやすい。
- 限界状態設計方法の書式に基づく安全性照査方法において用いるべき照査活荷重を提案する。
- 供用荷重算定指針（案）の応力度に関する係数(K_s)の妥当性の検証と試案の r_2 を提案する。
- K_2 については実橋載荷試験から得た活荷重応力度と設計活荷重の比較結果から提案されている。

* 照査し荷重の検討

- 既設橋の照査に用いるし荷重係数 (γ_{LL}) 算定のためシュミレーションのパラメータとして、次の事が考えられる。
 - ① 供用年数
 - ② スパン
 - ③ 渋滞回数
 - ④ 日大型車交通量
 - ⑤ 大型車混入率
 - ⑥ 車線数
- ここでは損傷のパラメータが考慮されていない。
- γ_{LL} を適用する場合には、個々の橋梁ごとにさまざまな交通条件の組合せが考えられることから渋滞、走行それぞれについてその橋梁の条件に対応する γ_{LL} を表から求めその大きい方を適用する必要がある。
- 車線に関しては2, 3車線で補正が必要であり $M1/M2$, ($M1/M3$) の比によって補正係数が決められる。

* 構造解析に関する検討

- 実橋においては、設計活荷重応力度に比較して、載荷時に生ずる応力度は小さいことが従来の載荷試験により確認されている。

理由として

- ① 構造解析のモデル化が十分出来ていない。
 - ② 荷重の載荷方法は実橋における載荷条件と完全一致していない。
- ここで、①②に関する余裕を安全性照査式中に構造解析に関する補正係数 γ_2 として取り込む。

$$\gamma_2 = \gamma_{2a} \times \gamma_{2b}$$

γ_{2a} : 応力度に関する補正係数。

γ_{2b} : 荷重の載荷位置に関する補正係数。

- 実測値/計算値の値のばらつきが大きい、これは慣用計算法 (1:0法) も原因の一つであると考えられ、ここでは実橋における載荷試験結果と格子桁理論による計算結果と比較し、応力度に関する補正係数 γ_{2a} を検討する。
- 既設橋梁に関しては、現行示方書どうりの設計活荷重を適用するのではなく少しでも余裕を見込んで実際の交通状態に近くなるように載荷するのが合理的といえる。
- 設計活荷重載荷状態と車道内のみ載荷した状態で曲げモーメントの比を比較して、それを基に荷重の載荷位置に関する補正係数 γ_{2b} を検討している。

* 応力度に関する補正係数の検討

- 実際の载荷試験の結果から、実測値／計算値の値が荷重位置近くの主桁から離れるにつれて、小さくなる。これは荷重分配の効果の差異による。
- 実測値／計算値の値が各桁の余裕となるが補正係数を決める際には安全性から考えると、比較的発生応力度の大きい値を参考にすることが妥当である。
- T荷重に対する余裕を考えるよりも、発生応力度が大きくなり安全性の点で問題を生じるようなL荷重が载荷するような場合の比を計算し、補正係数を補足している。
- 前提として安全性が問題となるような重量の車両が载荷しないこと。T荷重に対する補正係数はL荷重に対する補正係数より大くならない。
- 载荷試験は橋上に一台ずつしか载荷していない。実測結果を重ね合せすることで複数台の車両が载荷される状態を想定している。
- 幅員構成や構造形状で分類した実測値／計算値の比は
 - 非合成桁 —— $\gamma_{2a} = 0.75 \sim 0.8$
 - 合成桁 —— $\gamma_{2a} = 1.0$
 - 歩道の有無 —— 傾向は有るが差違は明確でない。

* 荷重の载荷位置に関する補正係数の検討

- 路肩荷重を考慮しない場合（分子側）の曲げモーメントの比をとることになっている。
- 補正係数の算出にあたっては群集荷重は除いている。
- この補正係数は橋梁の支間長、幅員構成、桁配置、剛性等によって異なる。
- 外桁は内桁と比較して曲げモーメントの比の平均値が0.12大きくなっている。
- 内桁の曲げモーメント比は路肩の幅員の影響を受けにくい。
- 外桁の曲げモーメントの比は路肩の幅員が大きいほど、支間が長いほど大きくなる。

* 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査

さらに実橋の活荷重応力度測定結果を用いた場合の検討を行っている。

- 理想的には、実測日最大活荷重応力度の母平均を用いることが必要。これは実際には不可能で、ある測定期間の実測値の平均値を用いることとなる。この場合は、測定期間が長いほど母平均との差は小さくなり照査式の精度が向上する。
- 土研では一週間として測定値を母平均として用いることによって生じる誤差を補正係数 a_2 によって考慮する。
- 本試案はプレートガーター橋の主桁の安全性照査に適用するもので、設計図書や供用状況に基づいた照査方法により安全性の確認が出来ない場合に適用することを意図している。

- 照査式中の死荷重係数 γ_b についてはここでは検討を行っていないので具体的な数値を示されていない。
- 全体安全係数 γ_1 は道路管理者の判断による。
- 個々の橋梁の構造余裕を十分に考慮することの出来る安全照査方法である。
- 照査式中の死荷重係数 γ_b についてはここで検討を行っていない。従って具体的な数値が示されていない。
- 局所的な損傷に関してはその評価が出来ていない。

以上の検討結果を受けて実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全照査の改良案を以下に提案する。

本試案は道路橋に規定する既設橋で、支間200m以下の橋に適用する。

適用条件として

- ・道路橋示方書に準じて設計された橋梁である。
- ・主部材の応力計測（2日～7日）のDATEがある。
- ・既橋の調査により疲労、腐蝕の程度が調査されている。
- ・設計計算に依り、死荷重応力が推定できる。

照査の基本

$$\gamma \cdot \frac{\sigma}{\sigma_y} \leq 1 \quad \text{①}$$

γ : 全体の安全係数で ② に規定する値

σ_y : 部材の強度、又は耐荷力…………… 材料の降伏応力度

σ : 荷重が作用した場合の断面力

1. 荷 重

1-1 死荷重

死荷重に依る部材応力を設計計算書及び道路橋示方書より計算する。

1-2 活荷重

活荷重は既橋の応力測定より推定される。

$$\sigma = \gamma_d \cdot \sigma_d + \gamma_L \cdot \sigma_{Lmax}$$

γ_d : 死荷重係数

γ_L : 活荷重係数

$$\gamma_L = a_1 \times a_2$$

a_1 : 今後の供用期間に関する補正係数

今後の供用年数	a_1
5年未満	
5年以上	
20年以上	

a_2 : $\bar{\sigma}_{2max}$ 、 $\bar{\sigma}_{7max}$ の母平均からのずれ見込み補正係数

	a_2
σ_{2max}	1.25
σ_{7max}	1.2

1-3 衝撃

衝撃は σ_{7max} に含まれるとして考慮しない。

部材の耐荷力

鋼材の腐食・疲労亀裂コンクリートの破損及び部材の変形、変位など耐荷力
 ・算定に影響を及ぼす欠陥があれば、その所在位置と提考を明らかにする。
 この調査結果を耐荷力等の算定に十分反映させる。

(必要と判断された場合は補修を行い再度耐荷力を算定する。)

破損の程度と全体安全係数

$$\gamma = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \times \gamma_3 \quad \text{②}$$

- γ : 全体安全係数
- γ_1 : 橋の重要度に関する係数 _____ 表
- γ_2 : 部材に関する係数 _____ 表
- γ_3 : 破損の程度に関する係数 _____ 表

γ_1 : 橋の重要度

橋梁が存在する道路の分類	γ_1
主要幹線道路	
幹線道路	
補助幹線道路	
上記以外の道路	

$\gamma 2$: 部材に関する係数

形 式	部 材	$\gamma 2$
非合成桁	床 版	1.65
	床 組	1.65
	主 桁	1.25
合成桁	床 版	1.65
	床 組	1.65
	主 桁	1.25
トラス・アーチ	床 版	1.65
	床 組	1.65
	載荷弦	1.25
	非載荷弦	1.0
	斜 材	1.0
	垂直材	1.0

$\gamma 3$: 破損の程度に関する係数

70%を限度としてそれ以上は早急に補修工事を行うこととする。

破 損 提 考	$\gamma 3$
A	1.0
B	0.8
C	0.7

既 橋 の 耐 荷 力 算 定 式 の 比

名称・出典	判定式	補正係数	限界状態	荷重の取扱い														
				活荷重	死荷重													
『鋼道路橋（プレートガータ及びトラス）供用荷重算定指針（案）』 日本道路協会、昭和45年度 土木研究所資料 第306 第626	供用荷重算定式 $P=K \cdot Kr \cdot K0 \cdot P0$ $P \geq 20$ $FS = \frac{Ps}{20}$	Ks: 応力度に関する係数 Kr: 路面状況に関する係数 Kt: 交通状況に関する係数 K0: その他の条件 基本耐荷重に応力度補正係数Ksを取り込む	Ks <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr><td>主桁</td><td>1.25</td></tr> <tr><td>床版</td><td>1.65</td></tr> <tr><td>トラス</td><td>1.25</td></tr> <tr><td>載荷重</td><td></td></tr> <tr><td>床粗</td><td>1.65</td></tr> <tr><td>その他</td><td>1.00</td></tr> </table>	主桁	1.25	床版	1.65	トラス	1.25	載荷重		床粗	1.65	その他	1.00	<許容応力度法> $P0 = 20 \frac{\sigma a - \sigma b}{\sigma 2}$ σa : 材料の許容応力	TL-20 荷重基本 考慮している要因 a. 路面状況 $Kr = 1.0 \sim 0.8$ b. 交通状況 $Kt = Kw + K1$ K0は未定	死荷重のみ $\gamma b = 1.0$ $Wd = \frac{Wd}{\pi}$ n2桁本数 $\sigma a - \sigma b$
主桁	1.25																	
床版	1.65																	
トラス	1.25																	
載荷重																		
床粗	1.65																	
その他	1.00																	
『既設橋の安全性照査指針試案』 土木技術資料 26-12(1984)	照査式 $\gamma = \frac{S}{R} \leq 1$ $\gamma = \frac{\gamma 1}{\gamma 2}$ $\gamma 1$: 全 R: 部材の耐荷重 S: 照査荷重による判定 $Ps \geq \frac{\gamma 2 R}{\gamma 1 S}$	a1: 今後の供用期間に関する補正係数 a2: 交通滞流に関する補正係数 a3: 大型車混入率に関する補正係数 a4: 車道幅員に関する補正係数 γ SPEC: L 荷重に乗ずる補正係数 $\gamma LL: a1 \times a2 \times a3 \times a4 \times \gamma$ SPEC	$\gamma 1$: 全体安全係数 $\gamma 2$: 構造解析に関する補正係数 $\gamma 2 = \gamma 2a \times \gamma 2b$ $\gamma 2a$: 応力度に関する $\gamma 2b$: 荷重の載荷位置	終局状態を念頭におき、使用疲労については考えていない。 損傷等耐荷重に影響のある欠陥について不明確。	$\gamma 1$: 係数未定 γd : 係数未定													
『実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査』 土木技術資料 26-12(1984)	$a1, a2, \sigma 7max < \frac{\sigma 4}{\gamma 1} - \gamma d \cdot \sigma d$	a1: 供用期待年数を見込む補正係数 a2: $\sigma 7max$ の σmax の因平均からのずれ見込み補正係数 $\gamma 1$: 橋の重要度 γd : 死荷重係数	<限界状態を考慮する> 損傷等の耐荷重の影響に関しては実際応力から判定する。	γd : 係数未定														
実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査の改良案（私案）		・上記に対して損傷度の補正係数を考慮する。 ・全体として計算に乗りやすい形式とする。	損傷等の耐荷重の影響に関しては実際応力と調査検討からある係数を考慮して応力を割増する。	実走行荷重 $\gamma d: 1.0$														

5. まとめ

道路橋、鉄道橋も路線の一部として、交通の安全かつ円滑な機能を満足する必要があり、橋のイメージとして永久構造物でないのに一般的には半永久的な存在を要求されている。橋の寿命を考えると機能的な寿命、自動車大型重量増加交通量の増加により拡幅や格上、河川改修や下の道路の拡幅による撤去あるいは架け替えがある。

一方は老化や破損など物理的な変化により構造物として性能が低下し使用できなくなる場合がある。我国では経済成長に伴い今まで前者が多かったが今後は後者が多くなると判断される。

ここでは後者の物理的な理由により問題となる橋の耐荷力に着目して、関連する事項に検討を加えてきた。

新橋の橋梁工事は計画、設計、製作、架設とある一定の期間に専門的な技術者によってそれぞれ相互に関連を持ちながら仕事が進められている。完成後の維持管理については時間的な問題もあり施工までの流れとは異なり別の目で見ることになる。

このため新橋担当者は維持管理の知識に乏しく維持管理の問題点がフィードバックされていない傾向があり技術の一体化、補修工事を含めた一貫した作業の流れが必要で特に設計者は維持管理の知識を持って行うことが不可欠となる。

新橋の建設と同様に維持補修工事も経済性が大きな問題となる。この経済性に関して既設橋では新橋とまた違った観点から見ていく必要がある。既設橋への投資は橋の将来の使用方向、寿命予測等橋梁とは違って、より具体的に考えることが出来、構造形式の選択や補修補強方法に関して、維持管理の知識が生かされる必要がある工事に当たっては既設橋がどのような使用状態にあるかを認識してその性格を把握して工事を計画する必要がある。

橋の耐久寿命を決める主な物は鋼材の腐食に代表される材料の老化と荷重増大による疲労に代表される破損である。

特に橋の寿命を決定する腐食と疲労に関しては、十分な検討の上での対応が望まれ、今回の作業もこの点に注目して行われた。腐食に関しては既設橋の置かれている環境から構造詳細に渡って現状を調査して、新橋の架設時点では不明確であった事項を検討し腐食の原因を取り除き対策をほどこすことが重要である。

構造的には湿潤状態におくことが腐食を進行させる主因で原因となる粉塵埃や滯水浸水を除去することが後の寿命を伸す。疲労に関しては供用の荷重状態での応力計測が有効な手段であり計測技術の進歩した現在、もっと多くの橋で手軽に応力計測を行う必要がある。

出来れば主要な橋梁に於いては供用開始時点から計測点を決め定期的に計測を続けその変化を計測することでその後の対応が非常に合理的となる。

補修計画は現状の耐力の維持と合せさらにメンテナンスに対し改良された構造や対策が必要で補修を行うことであらして問題を引起こすことのないように十分な検討を計画時に行う必要がある。

腐食や疲労に対して考慮した構造設計や改良計画が重要であり基本的には既設橋の問題点を十分検討してその原因を取除く、例えば

- 1)連続化して伸縮装置や沓をできるだけ少なくする。
- 2)ゴミや水の溜まらない構造を持用する。
- 3)検査の出来る設備を付け定期的に点検出来る構造とする。
- 4)検査のデータがシステムのすいあげられ橋の耐荷力が判断される資料が得られる。
- 5)大型車両に関しては行政的に規正する。

等、橋の寿命を延ばす対策として構造と管理の両面からの対応が不可欠である。

以上

参 考 文 献

- (1) 土木研究所：既設橋梁の耐荷力に関する資料(2) プレートガーダー・トラス
土研資料 第306号
- (2) 国広哲男：道路橋の耐荷力判定 橋梁と基礎 74-10
- (3) 土木研究所：交通荷重の実態と道路橋への影響に関する研究
土研資料 第626号
- (4) 土木研究所：鋼橋の強度係数および荷重係数に関する信頼性解析
土研資料 第1225号
- (5) 土木研究所：限界状態設計における設計荷重に関する検討
土研資料 第2539号 1988
- (6) 土木研究所：既設橋梁の安全性照査に関する一試案
土研資料 第2612号 1984
- (7) 土木研究所：橋梁点検要領 土研資料 第2651号
- (8) 土木研究所：既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究Ⅲ
土研資料 第2682号 1988
- (9) 東京都建設局：橋梁点検要領 平成元年3月
- (10) 日本道路会議：実耐荷力判定への橋梁診断
日本道路会議 第16回特定課題論文集, 昭和60.10
- (11) 土木学会：建造物保守管理の標準(案) 同解説・鋼構造, 1987. 2
- (12)：橋梁の維持管理に関するデータ収集について
橋梁と基礎 昭和59. 11
- (13)：補修と補強特集号 橋梁と基礎 Vol. 8
- (14) 三木千寿他：走行車両の重量測定 橋梁と基礎 41-45 1987. 4

2.8 疲労強度・寿命の評価方法

森 猛 法政大学工学部土木工学科

疲労強度・寿命の評価方法

第1章 疲労照査法	499
第2章 疲労強度に及ぼす諸因子の影響	516
第3章 疲労亀裂進展解析による疲労強度評価	524
第4章 変動振幅応力の疲労寿命評価	562

第1章 疲労照査法

橋梁の疲労に対する安全性の照査は、車両などの橋梁に作用する活荷重によって着目部材に生じる応力の変動幅を求め、この応力変動幅（応力範囲）と部材をモデル化した試験体の疲労試験などから求まる疲労強度を比較することにより行なうのが通常である。したがって、合理的で精度の高い疲労照査を行なうには、適切な荷重および継手ごとの疲労強度を設定する必要がある。

ここでは、最近改定された日本鋼構造協会疲労設計指針(案)（1989年）¹⁾で用いられている疲労設計荷重、継手の疲労強度および疲労照査法について簡単に説明する。

1.1 適用範囲

本指針(案)は、一般的な陸上鋼構造物を対象とした原則的な指針であり、橋梁やクレーンなどの特定の構造物を対象とした設計基準類の基礎となることを目的としている。

1.2 疲労設計荷重

疲労設計荷重に関する部分を以下に要約する。

1.2.1 荷重単位

荷重単位は、構造物の使用目的および予想される使用状況に応じて設定する。荷重単位は、単位期間内に作用する荷重の性状を十分に表わすことのできるような荷重の大きさと数および載荷位置により与えられる。2種類以上の荷重単位を用いることが適当な場合には、その種別ごとに荷重単位を設定する。

1.2.2 疲労設計荷重

疲労設計荷重は構造物に作用する荷重の性状をできるだけ再現したものとし、1つの荷重単位あるいは複数の荷重単位の組合せからなる。

1.2.3 単位期間

設計寿命 L は、適当な単位期間 U を設定し、その倍数 T で表されるものとする（ $L = T \cdot U$ ）。1単位期間にはすくなくとも1以上の荷重単位が含まれているものとする。単位期間は構造物の特質に応じて、時間、日、週、月、年など、任意に選んでよい。

1.2.4 応力範囲頻度分布

疲労設計荷重を用いて設計寿命内に着目部に生じる応力の変動を計算し、その波形に対してレインフロー法またはこれと同等の結果が得られる応力範囲頻度分布解析方法を適用し、応力範囲の頻度分布を求める。

1.2.5 設計繰返し数

設計寿命中の応力の総繰返し数 n_t (設計繰返し数) は(1.1)式により計算する。

$$n_t = \sum n_i \times T \quad (1.1)$$

$\sum n_i$: 単位期間内の応力の総繰返し数

1.2.6 等価応力範囲

設計寿命内の変動振幅応力と同じ繰返し数で等価な疲労被害を与える等価応力範囲 $\Delta \sigma_e$ 、 $\Delta \tau_e$ を(1.2)式により求める。

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_e &= \sqrt[m]{\sum \Delta \sigma_i^m \cdot n_i} / \sum n_i \\ \Delta \tau_e &= \sqrt[m]{\sum \Delta \tau_i^m \cdot n_i} / \sum n_i \end{aligned} \quad (1.2)$$

直応力 $m=3, 5$ 、せん断応力 $m=5$

ここで $\Delta \sigma_i$ 、 $\Delta \tau_i$ は 1.2.4項で求めた応力範囲頻度分布を構成する各々の応力範囲であり、 n_i は $\Delta \sigma_i$ あるいは $\Delta \tau_i$ の頻度である。(1.2)式は、線形被害則に基づいて導かれる式である。 $\Delta \sigma_{ve}$ 、 $\Delta \tau_{ve}$ 以下の応力範囲については $n_i=0$ とする。

疲労設計荷重により計算される応力の変動が一定振幅であれば、等価応力範囲はその一定振幅応力の範囲に等しい。

1.2.7 疲労設計荷重に関するコメント

以上のように、この指針では構造物ごとの規定ではないため、監督機関や設計者が前述の条項を参考に疲労設計荷重を設定することになる。これを道路橋に適用すると、以下のような疲労設計荷重が考えられる。

(1) 代表的な1つの荷重単位

道路橋には、乗用車、トラック、バス、トレーラートラックなど、様々な大きさおよび重さの車両が走行する。これらすべての車両を代表できるような車両(ここでは、これを代表車両と呼ぶ)が定められれば、応力変動の計算も簡便となる。しかし、このような車両を決定する際には、代表車両による疲労被害(代表被害)と様々な車両の走行による疲労被害(実被害)について以下の検討が必要と考えられる。

- ① 代表被害が実被害とほぼ等価、少なくとも小さくならないこと。
- ② 橋梁形式、規模、部材により応力の影響線の形状および長さは異なるが、それにより代表被害と実被害の関係があまり変化しないこと。

三木ら^{2)、3)}は以上の観点に立ち、実交通流により橋梁部材に生じる断面力のモンテカルロシミュレーションを行ない、その結果に基づき、T-20荷重を疲労設計荷重とし、その頻度は大型トラック以上の車両の交通量とすることを提案している。森ら⁴⁾は、車両重量分布を考慮した変動応力解析を行ない、総重量17tfの3軸大型トラックの方がT-20荷重よりもより①および②の条件が満たされるとしている。また、疲労被害については車種構成の影響が顕著であるとの結果も示している。

(2) 複数の荷重単位

前項で述べたように道路橋には様々な車両が走行する。これらの車両をその大きさや軸数、重さなどにより数種類に分け、それらを荷重単位とすることが考えられる。これにより、疲労被害に対する車種構成の影響はある程度回避できる。

図1.1は三木らが車両交通のモンテカルロシミュレーションを行なう際に分類した車両であり²⁾、図1.2は大阪市での分類⁵⁾、図1.3は建設省で道路橋の耐荷力の照査を行なうための検討に用いた車両分類である⁶⁾。それぞれ、5、7、21種類の車両が用いられている。車両の形式を増やせば、より現実に近い交通状態を再現できると考えられるが、疲労照査はより繁雑となる。どの程度の荷重単位が適切であるかは、想定される実交通による疲労被害をどのシミュレートできるか、疲労設計をどの程度簡便なものとするかによる。また、橋梁の設計時に実交通を非常に高い精度で予測することは困難なことを考えあわせれば、あまり多くの荷重単位を設定することは無意味とも考えられる。また、乗用車などの軽重量の車両による疲労被害は、一般に大型トラックなどの重車両に比べて、無視できるほど小さい場合もあるため、荷重単位から除くことも可能である。

以上のように荷重単位の基礎となる車両の形式と頻度(車種構成と交通量)は設定できるが、その重量についても決める必要がある。同じ形式の車両であってもその重量は積荷により変化するため、通常ある分布をもつ。図1.4および図1.5にその例を示す。このような分布が明らかとなれば、それぞれの荷重単位の重量はそれぞれの車両の重量分布の3乗平均値の3乗根とすることが考えられる。これは4章で示す線形被害則に基づくものである。

(3) 荷重列のモンテカルロシミュレーション

前項で述べたように、車両の形式が同じであってもその重量は様々であり、また細かく見れば軸間隔も異なり、走行位置も変化する。また、橋上を複数の車両が同時に走行することもあり、その位置関係も様々である。したがって、より実際に近い疲労被害を計算するにはこれらを考慮する必要があり、そのためには荷重列のモンテカルロシミュレーションが有効である。しかし、シミュレーションの精度を高めるには、数多くの車両のシミュレーションが必要であり、そのためには多大な労力を必要とする。また、先に述べたように設計時に実交通を非常に高い精度で予測することは困難なことを考え合わせれば、シミュレーションを行なう意味も希薄となる。ただし、交通流の特性を調べることの可能な既設橋梁の疲労に対する安全性を照査する場合には、有効な手段と考えられる。このような荷重列のシミュレーションを簡便に行なうためのパソコンをベースとしたソフトの開発も試みられている⁷⁾。

1.3 疲労強度

疲労強度に関する部分を要約し、以下に示す。

1.3.1 疲労強度に対する支配因子

構造要素あるいは継手部の疲労寿命は、継手の形式およびそこに生じる公称応力範

囲の大きさに依存する。

1.3.2 疲労設計曲線（疲労設計 $\Delta\sigma - N$ 曲線, $\Delta\tau - N$ 曲線）

(1) 疲労設計曲線は図1.6、図1.7、図1.8に示すように3系統からなり、それぞれ直応力を受ける継手（表1.4(a)～(f)）、直応力を受けるケーブルおよび高力ボルト（表1.4(g)）、せん断応力を受ける継手（表1.4(d), (f)）に対応する。また、これらに対して、強度等級に応じ、それぞれ8本（等級A～H）、4本（等級K1～K4）、1本（等級S）の疲労設計曲線が設定されている。

表1.1（直応力を受ける継手）、表1.2（直応力を受けるケーブルおよび高力ボルト）、表1.3（せん断応力を受ける継手）にそれぞれの強度等級に対する 2×10^6 回応力繰返し数での基本許容応力範囲（ $\Delta\sigma_f$, $\Delta\tau_f$ ）、一定振幅応力および変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界（ $\Delta\sigma_{ce}$, $\Delta\tau_{ce}$, $\Delta\sigma_{ve}$, $\Delta\tau_{ve}$ ）を示す。一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界は、変動振幅応力の応力範囲成分のすべてがそれ以下であれば、疲労照査の必要のない限界値を示すものである。変動振幅応力の応力範囲成分の一つでも一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を超える場合には、疲労損傷に寄与しない応力範囲の限界値として変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を用いる。

(2) 図1.6、図1.7に示す8本の疲労設計 $\Delta\sigma - N$ 曲線および4本の疲労設計 $\Delta\sigma - N$ 曲線は、それぞれ両対数紙上で平行である。また、図1.6の疲労設計曲線群はほぼ等間隔であり、継手等級1ランクの基本許容応力範囲の違いは約25%である。

(3) 疲労設計曲線は (1.3), (1.4) 式で与えられる。

$$\begin{aligned} \Delta\sigma^m \cdot N &= C_0 & (\Delta\sigma > \Delta\sigma_{ce}, \Delta\sigma_{ve}) & \quad (1.3) \\ N &= \infty & (\Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{ce}, \Delta\sigma_{ve}) & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\tau^m \cdot N &= D_0 & (\Delta\tau > \Delta\tau_{ce}, \Delta\tau_{ve}) & \quad (1.4) \\ N &= \infty & (\Delta\tau \leq \Delta\tau_{ce}, \Delta\tau_{ve}) & \end{aligned}$$

$$C_0 = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m, \quad D_0 = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\tau_f^m$$

$\Delta\sigma_f, \Delta\tau_f$: 2×10^6 回基本許容応力範囲

m は疲労設計曲線の傾きを表わす指数であり、それぞれの継手に対して以下のように与えられる。

$m = 3$ {直応力を受ける継手、表1.4(a)～(f)}

$m = 5$ {直応力を受けるケーブルおよび高力ボルト、表1.4(g)}

$m = 5$ {せん断応力を受ける継手、表1.4(d), (f)}

(4) 変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を設けず、真っすぐな疲労設計曲線を用いてもよい。

1.3.3 継手の強度等級

継手の強度等級は、それぞれの継手の疲労試験結果の下限（あるいはそれに相当する非超過確率 97.7%の疲労強度）が前項で設定した疲労設計曲線以上であることを

確かめることにより設定している。

継手の強度等級分類は表1.4に示す通りである。この継手分類では、分類した継手内の溶接形状による局部的な応力集中、継手に含まれる欠陥（表1.4に示される範囲内の欠陥）、応力の方向、金属組織や残留応力、溶接部の仕上げの影響などを考慮している。

表1.4に示されていない継手については、疲労試験結果がある場合はそのデータ、あるいは新たに疲労試験を行ない、その結果に基づいて適切な疲労設計曲線を定める。また、疲労亀裂進展解析により定めてもよい。既存のあるいは新たに行なった疲労試験の結果に基づいて疲労設計曲線を定めるに当たっては、試験体と実際の継手との寸法の違いおよびそれに伴う残留応力の相違に注意する必要がある。

1.3.4 平均応力（応力比）の影響

表1.4(g)に示すケーブルについては、(1.5)式に示す補正係数 C_R を基本許容応力範囲に乗じることにより許容応力範囲を求める。

$$C_R = (1 - R) / (1 - 0.9R) \quad (1.5)$$

R：応力比

応力比Rは想定される最小の応力と最大の応力との比である。応力比は疲労設計荷重および死荷重から計算される応力に基づき求める。一定振幅応力および変動振幅応力に対する応力範囲の打切り限界についても C_R を乗じ、平均応力に対する補正を行なう。表1.4(g)に示す高力ボルトについては、平均応力に対する許容応力範囲の補正は行なわない。

表1.4(a)～(f)に示す継手については、原則として平均応力の影響は無視する。ただし、平均応力が圧縮領域にある場合（応力比 $R \leq -1$ ）には、(1.6)式に示す補正係数 C_R を基本許容応力範囲に乗ずることにより許容応力範囲を求めてもよい。

$$C_R = \{1.3(1 - R) / (1.6 - R)\} \quad (R \leq -1) \quad (1.6)$$

最大および最小応力とも圧縮領域にある場合には $C_R = 1.3$ とする（図1.9参照）。ただし、最大および最小応力を計算する際に残留応力の効果を含めてはならない。一定振幅応力および変動振幅応力に対する応力範囲の打切り限界についても C_R を乗じ、平均応力に対する補正を行なってもよい。

1.3.5 板厚の影響

継手の種類によっては、板厚が増すにしたがって疲労強度が低下する。板厚が25mmを超える継手については、(1.7)式に示す補正係数 C_t を基本許容応力範囲に乗ずることにより許容応力範囲を求める。

$$C_t = \sqrt[4]{25/t} \quad (1.7)$$

t：板厚（mm）

この補正が必要な継手（表1.4参照）は、

十字溶接継手（表1.4(d)) 1, 3, 4, 5, 6(1), 6(3), 6(4), 8,

9 (1)

その他の溶接継手 (表1.4(f)) 1 (2), 2 (2)

に相当する継手である。ただし、十字溶接継手においては付加板の厚さが12mm以下の場合、板厚による疲労強度の補正を行なう必要はない。

一定振幅応力および変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界についても C_t を乗じ、板厚に対する補正を行なう。

1.3.6 疲労強度に関するコメント

JSSC 疲労設計指針(案)(1989)の疲労強度設定上の特徴としては、以下の点が挙げられる。

- * 最近の研究成果によれば、大型の継手試験体の疲労強度は従来小型継手試験体に比べて低く、その原因の一つは溶接残留応力の違いによるとされている。そのため、各継手の疲労強度等級設定においては大型継手試験体の疲労試験結果に十分に注意を払っている。
- * 継手の疲労強度は、疲労亀裂が発生する位置の応力集中および亀裂が進展する断面での応力分布形状に依存する。そのことを考慮し、溶接止端部を仕上げることにより、疲労強度等級を1ランク上げている。
- * 変動振幅応力下での疲労強度評価は線形被害則を用いて行なっている。その際、基準となる応力範囲-疲労寿命関係に応力範囲の打ち切り限界を設けている。応力範囲の打ち切り限界の値は、疲労亀裂進展解析の助けを借りて設定している。

1.4 疲労照査

1.4.1 疲労を考慮すべき部材および継手

予想される最大の応力範囲が対象とする継手の一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を超える場合には、以下の項目にしたがって疲労照査を行なう。ただし、疲労設計荷重として等価荷重を用いる場合には、計算される最大の応力範囲が対象とする継手の一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界以下であっても、以下の項目にしたがって疲労照査を行なう。

1.4.2 疲労を考慮すべき構造部分

疲労照査を必要とする同じ強度等級の継手が連続している場合は、応力範囲が最大となる位置で疲労照査を行なう。

1.4.3 安全係数

安全係数は以下の部分安全係数からなる。

- (1) 冗長度係数 γ_b は対象とする継手あるいは部材に疲労損傷が生じた時にそれが構造物全体の強度あるいは機能に及ぼす影響を考慮した係数である。
- (2) 重要度係数 γ_w は構造物の重要度、すなわち構造物が疲労限界状態に達した時の社会的影響を考慮した係数である。

(3) 検査係数 γ_i は構造物の供用中の定期検査により疲労限界状態に至る前に損傷を発見する可能性を考慮した係数である。

各部分安全係数の値は当該機関の判断により定める。以下に部分安全係数の参考値を示す。

γ_b : 対象とする部材あるいは継手部の疲労損傷が構造物全体の崩壊を引き起こす場合（いわゆる non-redundant 部材）には 1.10、また構造物の強度あるいは機能に影響を及ぼす場合には、その程度により、1.00～1.10 とする。対象とする部材や継手部に疲労損傷が生じても構造物の強度上および機能上特に問題が生じない場合には、0.80 とする。

γ_w : 構造物の重要度により、0.80～1.10 とする。

γ_i : 適切な維持・管理のための検査が定期的に行なわれる場合には、その程度に応じ 0.90～1.00、検査ができない場合には 1.10 とする。

ただし、 γ_b 、 γ_w および γ_i の積の上限は 1.25、下限は 0.80 とする。

1.4.4 疲労照査法

疲労限界状態に対する安全性の照査は設計応力範囲、許容応力範囲および安全係数を用いて行なう。

(1) 設計応力範囲

設計応力範囲 ($\Delta \sigma_d$ 、 $\Delta \tau_d$) は (1.8) 式より求める。

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_d &= \alpha \cdot \Delta \sigma_e \\ \Delta \tau_d &= \alpha \cdot \Delta \tau_e\end{aligned}\tag{1.8}$$

α : 設計計算応力補正係数

(2) 許容応力範囲

許容応力範囲 ($\Delta \sigma_R$ 、 $\Delta \tau_R$) は (1.9) 式より求める。

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_R &= \sqrt[m]{C_o / n_t} \cdot C_R \cdot C_t \\ \Delta \tau_R &= \sqrt[m]{D_o / n_t}\end{aligned}\tag{1.9}$$

C_o 、 D_o : 疲労設計曲線を表わすための定数

n_t : 設計繰返し数

C_R : 平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲を補正するための係数

C_t : 板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲を補正するための係数

(3) 疲労照査

疲労照査では、(1.10) 式が成り立つことを確かめる。

$$\begin{aligned}(\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i) \Delta \sigma_d &\leq \Delta \sigma_R \\ (\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i) \Delta \tau_d &\leq \Delta \tau_R\end{aligned}\tag{1.10}$$

らない。

1.4.5 疲労照査法に関するコメント

疲労照査の考え方は、(1.10)式に示すように限界状態設計法に対応したものとなっている。その際問題となるのは、部分安全係数をどのように設定するかである。本指針(案)では3つの部分安全係数を用いているが、本指針(案)は特定の構造物を対象とした指針ではないため、部分安全係数の係数の値はその目安が示されているだけである。これらの値を信頼性理論などの助けを借りて設定することも可能であるが、その際特に問題となるのが、疲労強度および荷重の精度である。例えば、荷重を実際よりも大きくとり、疲労強度を低めに設定すれば、安全係数は非常に小さい値でよい。

疲労強度については、数多くの継手モデルの疲労試験の結果やそれらのデータベースの利用、あるいは本指針でも触れている疲労亀裂進展解析による疲労強度評価法の進歩により、かなり精度の高いレベルまで達していると考えられる。これに対し、荷重についてはその特性の把握が困難なためか、十分に的確な疲労設計荷重が明らかにされているとは言えないのが現状のように思われる。疲労設計荷重に対する検討が今後ますます重要になるものと考えられる。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：疲労設計指針(案)、1989.11.
- 2) Miki, C., Goto, Y., Mori, T. and Yoshida, H. : Computer Simulation Studies on The Fatigue Load and Fatigue Design of Highway Bridges, 土木学会論文集、No. 356, pp. 37-46, 1985. 4.
- 3) 三木千寿、後藤祐司、村越潤、館石和雄：シミュレーションによる道路橋の疲労設計活荷重の研究、構造工学論文集、Vol. 32A, pp. 597-608, 1986. 3.
- 4) 森猛、橋場靖典、土屋聡：道路橋疲労設計荷重に関する一考察、土木学会第18回関東支部技術研究発表会、pp. 16-17, 1991. 3.
- 5) 関西道路協会、道路橋調査研究委員会、疲労小委員会報告書、1989. 3.
- 6) 藤原稔、岩崎泰彦、田中良樹：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料、第2539号、1988. 1.
- 7) 森猛、三木千寿、長谷川洋介、倉田丈士：鋼道路橋寿命・余寿命予測のための対話型プログラム開発の試み、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、pp. 4-5, 1991. 9.

表1.1 基本許容応力範囲（直応力を受ける継手） $m = 3$

強度等級		応力範囲の打切り限界 (MPa)	
名称	2×10^6 回基本許容 応力範囲 $\Delta \sigma_f$ (MPa)	一定振幅応力 $\Delta \sigma_{ce}$ (N) [*]	変動応力 $\Delta \sigma_{ve}$ (N) [*]
A	190	190 (2.0×10^6)	88 (2.0×10^7)
B	155	155 (2.0×10^6)	72 (2.0×10^7)
C	125	115 (2.6×10^6)	53 (2.6×10^7)
D	100	84 (3.4×10^6)	39 (3.4×10^7)
E	80	62 (4.4×10^6)	29 (4.4×10^7)
F	65	46 (5.6×10^6)	21 (5.6×10^7)
G	50	32 (7.7×10^6)	15 (7.7×10^7)
H	40	23 (1.0×10^7)	11 (1.0×10^8)

表1.2 基本許容応力範囲（直応力を受けるケーブルおよび高力ボルト） $m = 5$

強度等級		応力範囲の打切り限界 (MPa)	
名称	2×10^6 回基本許容 応力範囲 $\Delta \sigma_f$ (MPa)	一定振幅応力 $\Delta \sigma_{ce}$ (N) [*]	変動応力 $\Delta \sigma_{ve}$ (N) [*]
K1	250	250 (2.0×10^6)	158 (2.0×10^7)
K2	200	200 (2.0×10^6)	126 (2.0×10^7)
K3	100	84 (4.8×10^6)	39 (2.2×10^8)
K4	65	46 (1.1×10^7)	21 (5.7×10^8)

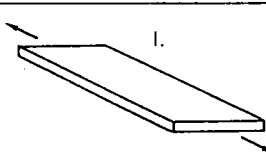
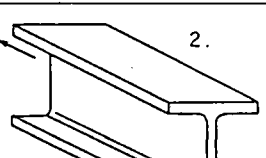
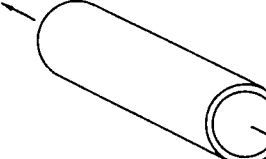

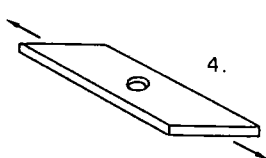
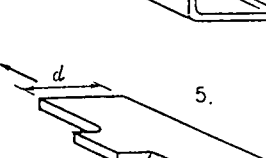
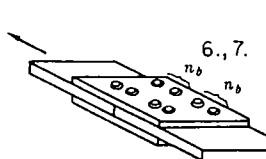

表1.3 基本許容応力範囲（せん断応力を受ける継手） $m = 5$

強度等級		応力範囲の打切り限界 (MPa)	
名称	2×10^6 回基本許容 応力範囲 $\Delta \tau_f$ (MPa)	一定振幅応力 $\Delta \tau_{ce}$ (N) [*]	変動応力 $\Delta \tau_{ve}$ (N) [*]
S	80	67 (5.0×10^6)	42 (5.0×10^7)

^{*} () 内Nの値は、同欄に示す応力範囲の値に対応する応力繰返し数のおおよその値であり、参考値にすぎない。

表1.4 継手の許容応力範囲¹⁾

(a) 非溶接継手

継手の種類		強度等級 (σ_f)	備	考
1. 帯板	(1) 表面および端面、機械仕上げ (あらさ50s以下)	A (190)		
	(2) 黒皮付き、ガス切断線(あらさ100s以下)	B (155)		
	(3) 黒皮付き、ガス切断線(著しい条痕は除去)	C (125)		
2. 形鋼	(1) 黒皮付き	B (155)		
	(2) 黒皮付き、ガス切断線(あらさ100s以下)	B (155)		
	(3) 黒皮付き、ガス切断線(著しい条痕は除去)	C (125)		
3. シームレス管		B (155)		
4. 円孔を有する母材 (純断面応力, 実断面応力)		C (125)		
5. フィレット付きの切り抜きガセットを有する母材	(1) $1/5 \leq r/d$ 切断面のあらさ50s以下	B (155)		
	(2) $1/10 \leq r/d < 1/5$ 切断面のあらさ50s以下	C (125)		
	(3) $1/5 \leq r/d$ 切断面のあらさ100s以下	C (125)		
	(4) $1/10 \leq r/d < 1/5$ 切断面のあらさ100s以下	D (100)		
6. 高力ボルト摩擦接合継手の母材 (総断面応力)	$1 \leq n_b \leq 4$	B (155)		
	$5 \leq n_b \leq 15$	C (125)		
	$16 \leq n_b$	D (100)		
7. 高力ボルト支圧接合継手の母材 ($n_b \leq 4$, 純断面応力)		B (155)		
8. 検算対象方向の応力を伝えない高力ボルト締め孔を有する母材 (純断面応力)		B (155)		

n_b : 応力方向のボルト本数

※ (4, 6, 7, 8.) 孔を押し抜きせん断で加工した場合には強度等級を1ランク下げる。

(b) 横突合わせ溶接継手

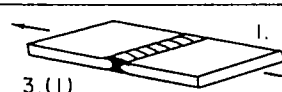
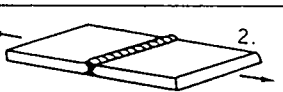
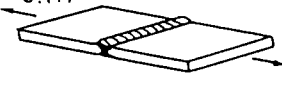
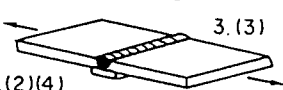
継手の種類		強度等級 (σ_f)	備	考
1. 余盛り削除した継手		B (155)		
2. 止端仕上げした継手		C (125)		
3. 非仕上げ継手	(1) 両面溶接	D (100)		
	(2) 良好な形状の裏波を有する片面溶接	D (100)		
	(3) 裏当て金付き片面溶接	F (65)		
	(4) 裏面の形状を確かめることのできない片面溶接	F (65)		
			<p>※ 完全溶け込み溶接で、溶接部が健全であることを前提とする。</p> <p>※ 継手部にテーパが付く場合には、その勾配を1/5以下とする。</p> <p>※ 深さ0.5mm以上のアンダーカットは除去する。</p> <p>※ (1, 2.) 仕上げはアンダーカットが残らないように行なう。仕上げの方向は応力の方向と平行とする。</p>	

表1.4 継手の許容応力範囲¹⁾

(C) 縦方向溶接継手

継手の種類		強度等級 ($d\sigma_f$)	備	考		
1. 完全溶け込み溶接継手 (溶接部が健全であること とを前提とする)	(1) 余盛り削除	B (155)				
	(2) 非仕上げ	C (125)				
2. 部分溶け込み溶接継手		D (100)				
3. すみ肉溶接継手		D (100)				
4. 裏当て金付き溶接継手		E (80)				
5. 断続する溶接継手		E (80)				
6. スカールップを含む溶接継手		F (65)				
7. 切り抜きガセットの フィレット部に接する 溶接	(1) $1/5 \leq r/d$	D (100)				
	(2) $1/10 \leq r/d < 1/5$	E (80)				

※ (1.(2), 2., 3.) 棒継ぎにより生じたビード表面の若い凹凸は除去する。
 ※ (2., 3.) 内在する欠陥の幅が1.5mm, 高さが4mmを超えないことが確かめられた場合には, 強度等級をCとすることができる。

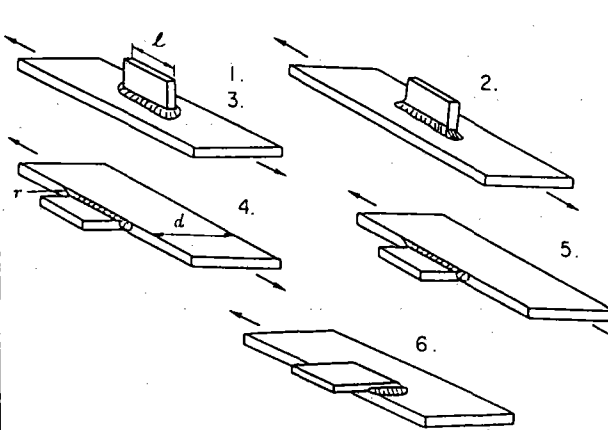
(d) 十字溶接継手

継手の種類		強度等級 ($d\sigma_f$)	備	考
荷重非伝達型	1. 滑らかな止端を有する すみ肉溶接継手	D (100)		
	2. 止端仕上げたすみ肉溶接継手	D (100)		
	3. 非仕上げのすみ肉溶接継手	E (80)		
	4. 溶接の始終点を含むすみ肉溶接継手	E (80)		
	5. 中空断面部材を すみ肉溶接した継手	$d_o \leq 100\text{mm}$ F (65) $d_o > 100\text{mm}$ G (50)		
荷重伝達型	6. 止端破壊	(1) 滑らかな止端を 有する継手	D (100)	
		(2) 止端仕上げた継手	D (100)	
		(3) 非仕上げの継手	E (80)	
		(4) 溶接の始終点を 含む継手	E (80)	
	7. ルート破壊 (のど断面での 平均せん断応力)	S (80)		
8. 中空断面部材を中板を介して片側から 開先溶接した完全溶け込み溶接継手	F (65)			
9. 中空断面部材を中板を 介してすみ肉溶接で接 合した継手	(1) 止端破壊	H (40)		※ (2., 6.(2)) 仕上げはアンダーカットが残らないように行なう。グラインダーで仕上げる場合には仕上げの方向を応力の方向と平行とする。 ※ (3., 4., 5., 6.(3), 6.(4), 8.) 深さ0.5mm以上のアンダーカットは除去する。
	(2) ルー ト破壊 (のど断面での 平均せん断応力)	S (80)		

表1.4 継手の許容応力範囲¹⁾

(e) ガセット溶接継手(付加板を溶接した継手を含む)

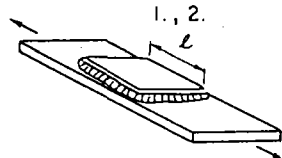
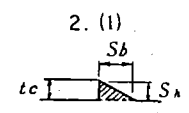
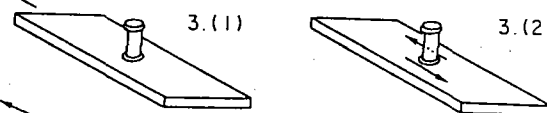
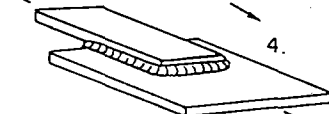
継手の種類		強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
面外ガセット	1. 付加板をすみ肉溶接した継手 ($l \leq 100$ mm)	(1) 止端仕上げ	E (80)
		(2) 非仕上げ	F (65)
	2. フィレットを有するガセットを開先溶接した継手(フィレット部仕上げ)	F (65)	
面内ガセット	3. ガセットをすみ肉溶接した継手	G (50)	
	4. フィレットを有するガセットを開先溶接した継手 (フィレット部仕上げ)	(1) $1/3 \leq r/d$	D (100)
		(2) $1/5 \leq r/d < 1/3$	E (80)
		(3) $1/10 \leq r/d < 1/5$	F (65)
	5. ガセットを開先溶接した継手	(1) 止端仕上げ	G (50)
(2) 非仕上げ		H (40)	
6. 重ねガセット継手の母材		H (40)	



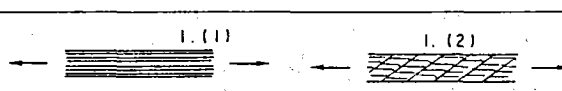
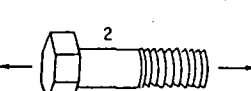
※ (1.(1), 2., 4., 5.(1)) 仕上げはアンダーカットが残らないように行なう。グラインダーで仕上げる場合には仕上げの方向を応力の方向と平行とする。

※ (1.(2), 3., 5.(2), 6.) 深さ0.5 mm以上のアンダーカットは除去する。

(f) その他の溶接継手

継手の種類		強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
1. あて板をすみ肉溶接で取り付けた継手 ($l \leq 300$ mm)	(1) 止端仕上げ	E (80)	 <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;"> <div style="margin-right: 10px;">2.(1)</div>  <div style="margin-left: 10px; font-size: x-small;"> $S_b \geq 0.8 t_c$ $S_b \geq 2.5 S_a$ </div> </div>
	(2) 非仕上げ	F (65)	
2. カバープレートをすみ肉溶接で取り付けた継手	(1) 溶接部仕上げ	D (100)	
	(2) 非仕上げ	H (40)	
3. スタッドを溶接した継手	(1) 主板断面	E (80)	
	(2) スタッド断面	S (80)	
4. 重ね継手	(1) 主板断面	H (40)	<p>※ (1.(1), 2.(1)) 仕上げはアンダーカットが残らないように行なう。グラインダーで仕上げる場合には仕上げの方向を応力の方向と平行とする。</p> <p>※ (1.(2), 2.(2)) 深さ0.5 mm以上のアンダーカットは除去する。</p>
	(2) 添接板断面	H (40)	
	(3) 前面すみ肉溶接のど断面	S (80)	
	(4) 側面すみ肉溶接のど断面	S (80)	

(g) ケーブルおよび高力ボルト

継手の種類		強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
1. ケーブル	(1) 平行線	K1 (250)	
	(2) より線	K2 (200)	
2. 高力ボルト	(1) 転造	K3 (100)	 <div style="margin-top: 10px;"> $C_r = \frac{1-R}{1-0.9R}$ <p style="font-size: x-small;"> C_r: 平均応力の影響を考慮して許容応力範囲を補正するための係数 R: 応力比 </p> </div>
	(2) 切削	K4 (65)	

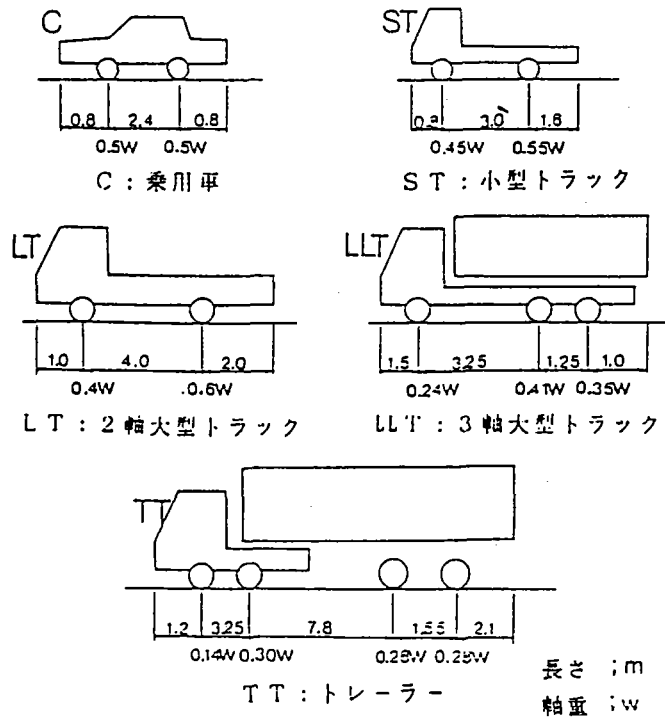


図1.1 道路車両のモデル化²⁾

No	車 種	軸 数	軸 距 (m)
1	乗 用 車	2 軸	2.50
2	小 型 ト ラ ッ ク		2.75
3	大 型 2 軸 ト ラ ッ ク		4.25
4	大 型 3 軸 ト ラ ッ ク (リフタンテム)	3 軸 A	a = 3.25 , b = 1.30
5	大 型 3 軸 ト ラ ッ ク (フロントタンテム)	3 軸 B	a = 1.75 , b = 3.75
6	大 型 4 軸 ト レ ー ラ	4 軸	a = 3.25 , b = 5.75 c = 1.25
7	大 型 5 軸 ト レ ー ラ	5 軸	a = 3.00 , b = 1.30 c = 6.00 , d = 1.25

備考 :

2 軸 3 軸 4 軸 5 軸

図1.2 道路車両のモデル化⁵⁾

図1.3 道路車両のモデル化⁽⁶⁾

No	車種	車 重		車長 (m)	荷 荷 重 モ デ ル	位 置 (比) (t)			特 別	混 入 率		
		平均的(t) (最大的(t))	標準偏差 (t)			1	2	3		R 357有明 大型車32.5%	大型車 40%	大型車 20%
1	軽自動車	1.30 (3.10)	0.36	4.4		0.501 W + 0.03	0.498 W - 0.03	—	小型	0.551	0.490	0.653
2	乗用車											
3	自客車	3.60 (12.60)	1.35	4.4		0.231 W + 0.76	0.769 W - 0.76	—	小型	0.124	0.110	0.147
4	小型トラック											
5	ロングボディートラック	6.20 (18.30)	2.50	6.0		0.182 W + 1.38	0.818 W - 1.38	—	大型	0.131	0.161	0.081
6	中型トラック											
7	大型トラック 1-1	17.00 (45.20)	6.30	8.5		0.109 W + 3.22	0.891 W - 3.22	—	大型	0.103	0.127	0.063
8	" 1-2											
9	" 2-1											
10	" 2-2											
11	大型ダンプ 1-1	20.00 (61.90)	9.80	7.5		0.081 W + 3.60	0.919 W - 3.60	—	大型	0.030	0.037	0.018
12	" 1-2											
13	大型ミキサー 1-1											
14	" 1-2	16.00 (33.70)	7.00	8.0		0.107 W + 3.01	0.893 W - 3.01	—	大型	0.017	0.021	0.011
15	タンクローリー											
16	" 2-1	30.00 (86.70)	12.00	14.0		0.024 W + 4.19	0.360 W + 0.70	0.615 W - 4.89	大型	0.034	0.042	0.021
17	セミトレーラー											
18	フルトレーラー	13.8 (18.70)	2.40	10.5		0.376 W - 0.464	0.624 W + 0.464	—	大型	0.010	0.012	0.055
19	マイクロバス											
20	中型バス											
21	大型バス											
備 考		()内は最大重量(t)				Wは車重を示す				1.000	1.000	1.000

※) ○印は各グループの代表車種を示す。

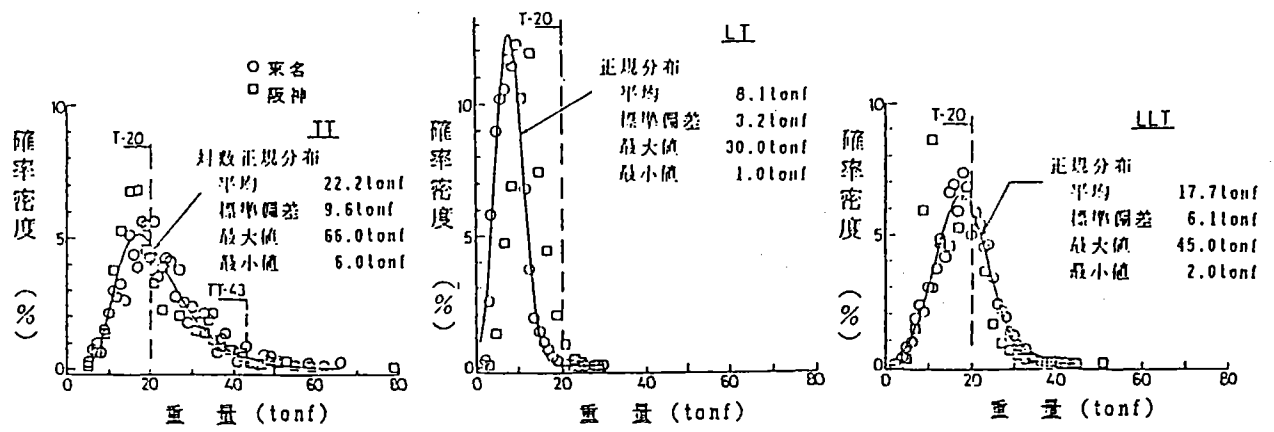


図1.4 道路車両の重量分布²⁾

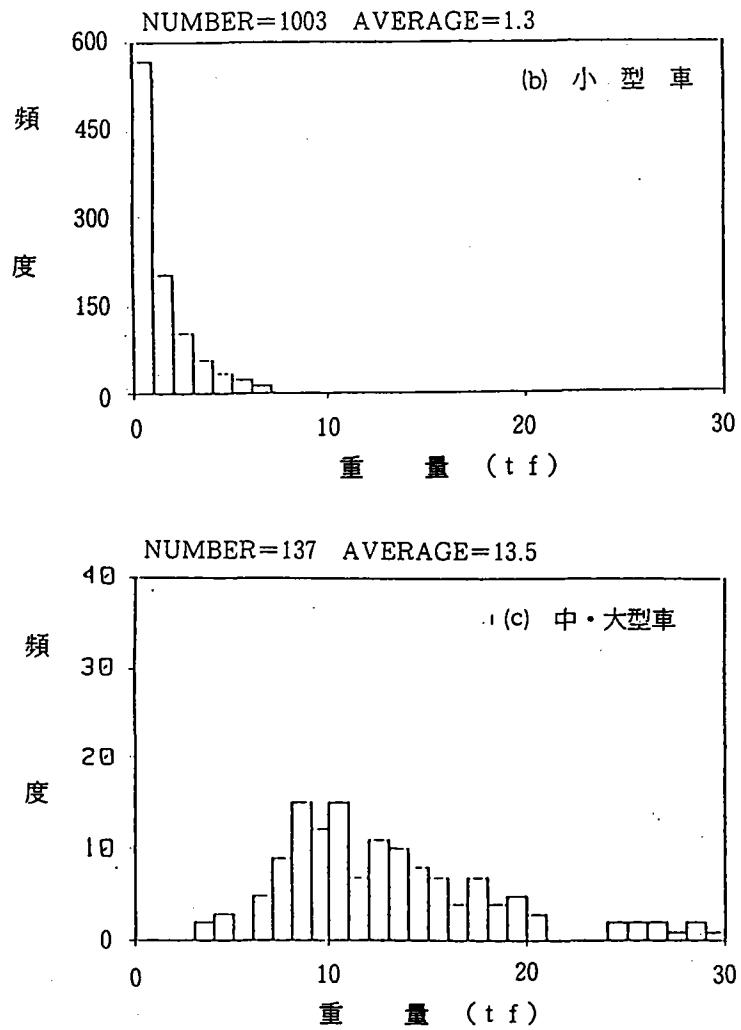


図1.5 道路車両の重量分布⁵⁾

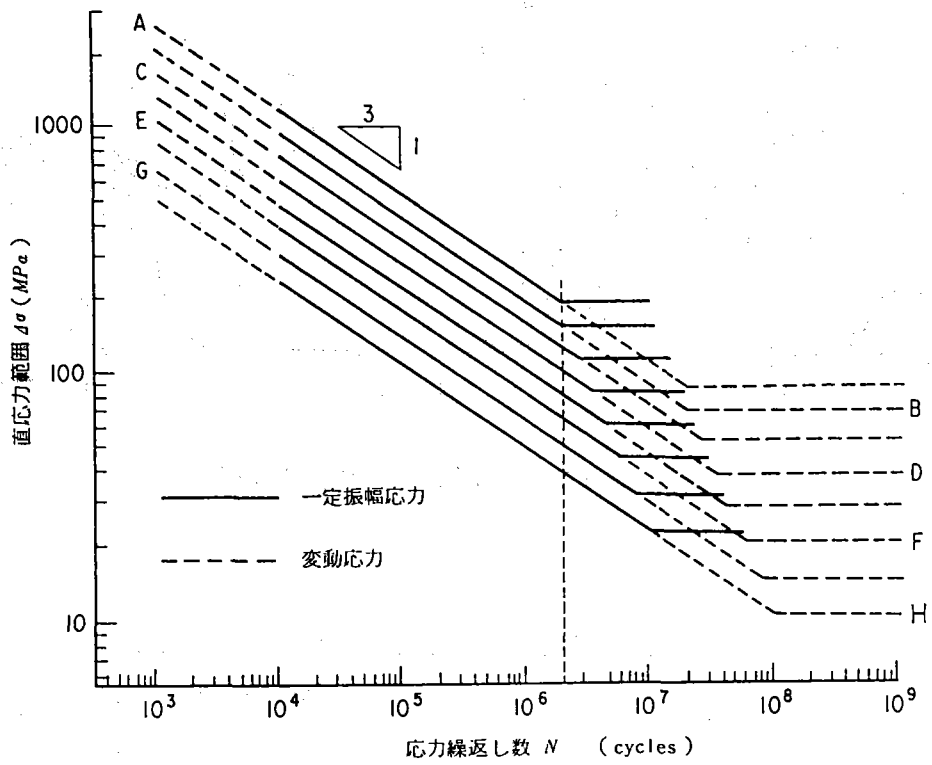


図1.6 疲労設計曲線（直応力、継手）¹⁾

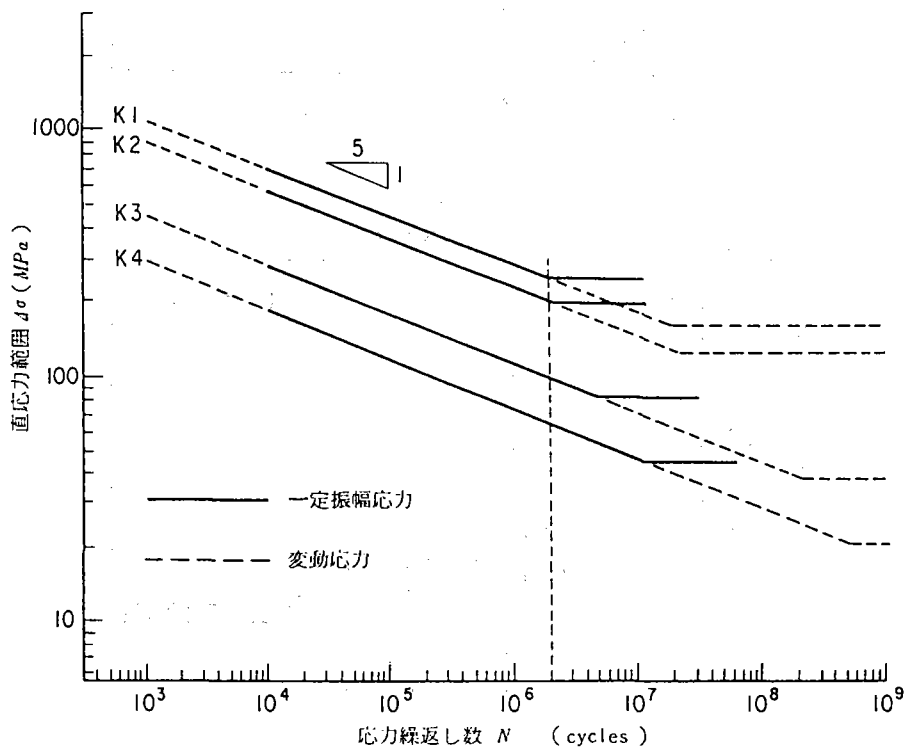


図1.7 疲労設計曲線（直応力、高力ボルト・ケーブル）¹⁾

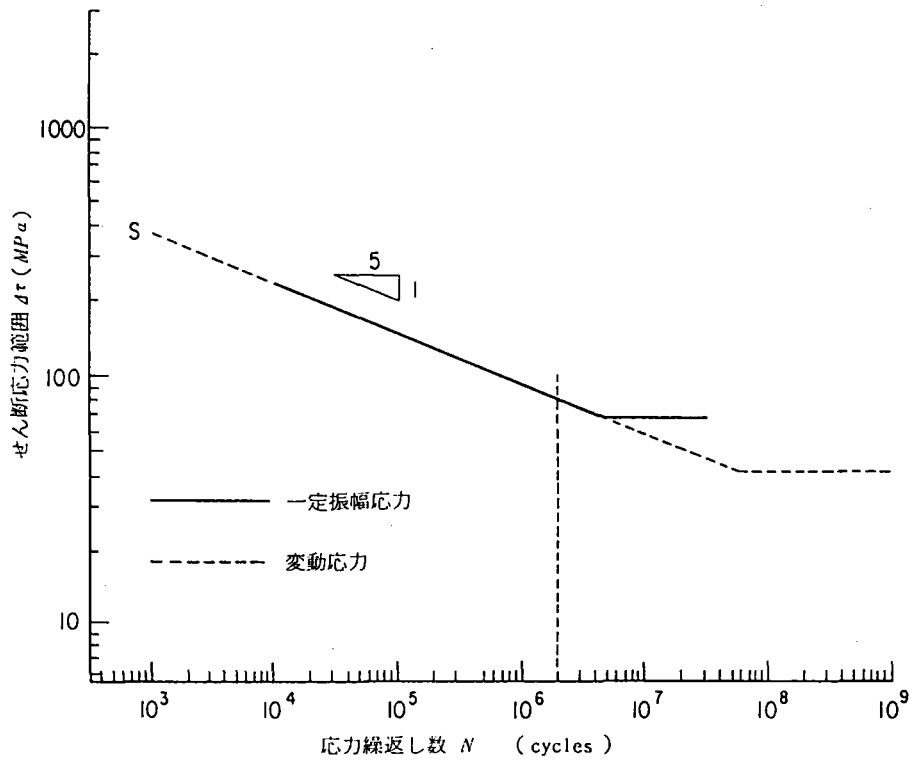


図1.8 疲労設計曲線（せん断応力、継手）¹⁾

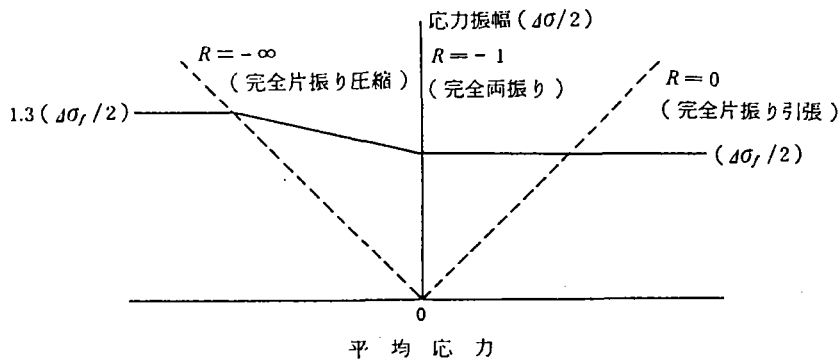


図1.9 平均応力による許容応力範囲の補正¹⁾

第2章 疲労強度に及ぼす諸因子の影響

2.1 はじめに

溶接継手部の疲労寿命は疲労亀裂の発生する位置での応力および疲労亀裂が進展する断面での応力分布に依存するとされている。これらに対しては、公称応力および継手の形式が支配的と考えられる。そのため、各疲労設計基準類では、継手形式毎に公称応力範囲と疲労寿命の関係（疲労設計曲線）が与えられている。

応力の大きさおよび分布は、継手の形式の他に溶接形状や溶接止端形状、あるいは継手の大きさによっても影響される。ここでは、継手寸法（板厚、板幅）および溶接止端形状が疲労強度に及ぼす影響について述べる。

2.2 板厚の影響

鋼材の疲労強度がその寸法に影響を受けることは、寸法効果として一般に認められてきた。特にこの効果は曲げ荷重を受ける場合および切欠きが鋭い場合に顕著とされている¹⁾。

図2.1は平滑材が軸力あるいは曲げを受ける場合の応力分布を示したものである。軸力を受ける場合には、平滑材の寸法が変化しても共に断面の応力は一様であり、したがって応力勾配も0で等しくなる。これに対して曲げを受ける場合には、平滑材の寸法が大きくなるにしたがって応力勾配は緩やかとなる。また、切欠きの付いた材料では、その形状が相似形であっても、寸法が大きくなるにしたがって応力勾配は緩やかとなる。この亀裂発生部分の応力勾配が寸法効果の主要因と考えられている。

溶接継手においては、切欠きと見なされる応力集中部が存在するのが通常であり、したがって同じ形式でしかも相似形であっても寸法により応力勾配は変化する。そのため、溶接継手においても寸法効果が存在するものと予想される。

金属材料研究所では、板厚の異なる荷重非伝達型十字すみ肉溶接継手の軸力疲労試験を行ない、主板の厚さが増すにしたがって疲労強度が低下するという結果を示した²⁾。その理由として、疲労亀裂の起点となる溶接止端の形状（曲率半径 ρ 、開き角 θ ）が板厚によらず、またそこでの応力集中係数は止端の曲率半径 ρ と主板の厚さ t との比（ ρ/t ）に反比例することを挙げている。すなわち、十字すみ肉溶接継手の板厚効果は、溶接止端部の応力集中係数の違いによって生じるとしている。

Gurneyは、十字すみ肉溶接継手の疲労強度に対する板厚効果について既存の実験データを再解析することにより検討し、疲労強度は主板厚の1/4乗に反比例して低下するという結果を示した³⁾。

$$\Delta \sigma / \Delta \sigma_0 = (T_0 / T)^{1/4} \quad (2.1)$$

T_0 : 基準板厚

T : 板厚

$\Delta \sigma_0$: 基準疲労強度

$\Delta \sigma$: 板厚 T の継手の疲労強度

さらに、Gurneyは板厚効果について破壊力学を用いた疲労亀裂進展解析からも検討を加え、(2.1)式の妥当性を示している。すなわち、図2.2に示すように主板厚の異なる2つの継手が相似形であったとしても（応力集中係数が同じであったとしても）、主板が厚くなるにしたがって応力勾配は緩やかとなり、同じ亀裂長さでは厚板の方が応力集中の影響を強く受け、応力拡大係数も大きくなり、進展速度が速くなる。これが板厚効果の主要因としている。

Gurneyの提案を契機として、その後数多くの板厚効果に関する研究が行なわれたが、その結果はGurneyの提案を支持するものが多い。そのため、(2.1)式に基づいて疲労許容応力範囲を補正する疲労設計基準類が多くなっている。

以上述べたように、疲労強度に対する板厚の影響は、主として板厚の違いによる応力集中係数および応力分布（応力勾配）の相違に原因がある。したがって、板厚効果が生じるか否かは継手の形式によっても異なると予想される。これまでに板厚効果が確かめられている継手は、荷重非伝達型十字すみ肉溶接継手（止端破壊）、カバープレート継手、荷重伝達型十字すみ肉溶接継手（ルート破壊）などであり、他の形式の継手については板厚効果が存在するとは限らない。例えば、軸力を受ける平滑平板では先に述べたように板厚によって応力分布は変化しないため、板厚効果は生じないと予想される。また、十字すみ肉溶接継手においても、溶接止端を仕上げた場合には板厚の影響が希薄になるという実験結果が示されている⁴⁾。さらに、付加板の厚さを一定とし、主板厚のみ変化させた場合には、（付加板厚／主板厚）が2倍程度以上になると板厚効果が生じなくなるという実験結果および疲労亀裂進展解析結果もある⁵⁾。したがって、すべての継手について板厚効果を同じように考慮するのではなく、継手毎にどの程度の板厚効果が生じるかを明確とし、それを疲労設計基準類に反映させることが重要と考えられる。

2. 2 板幅の影響

横突合せ溶接継手、十字すみ肉溶接継手などにおいては、溶接止端に沿って複数の亀裂が発生し、進展する。このことを考慮すると、これらの継手では板幅が広くなるにしたがって疲労亀裂の発生数も増えるため、板幅によって疲労強度が変化することも考えられる。

金属材料研究所では、板幅を20～160mm程度と変化させた横突合せ溶接継手および十字すみ肉溶接継手の疲労試験を行ない、板幅による疲労強度の変化は小さいという結果を示している⁶⁾（図2.3参照）。また、疲労亀裂の発生数、位置および初期亀裂の寸法を確率変量とした疲労亀裂進展解析からも同様な結果が得られている⁵⁾（図2.4参照）。

2. 3 溶接止端形状の影響

溶接止端部の応力集中係数は、止端の開き角 θ と曲率半径 ρ に代表される止端形状に著しく影響されるため、それによって疲労強度も変化するとされている。

図2.5は、横突合せ溶接継手および十字溶接継手の疲労強度と溶接止端部の応力集中係数の関係を示したものである⁶⁾。疲労強度は応力集中係数が高くなるにしたがって低下している。なお、応力集中係数 K_t は次式より算出している。

$$K_t = 1 + \left[\frac{1 - \exp\{-0.90\sqrt{(t+h)/h \cdot (\pi - \theta)}\}}{1 - \exp\{-0.90\sqrt{(t+h)/h \cdot \pi/2}\}} - 1 \right] \left[\frac{(t+h)/h - 1}{2.8(t+h)/h - 2} \frac{t}{\rho} \right]^{0.65} \quad (2.2)$$

記号については図2.5参照。

(2.2)式からわかるように、止端の開き角 θ が小さくなるにしたがって、また止端曲率半径 ρ が小さくなるにしたがって応力集中係数は高くなる。

溶接継手の疲労強度が亀裂発生部の応力集中だけではなく、亀裂が進展する断面での応力分布にも影響を受けることは既に述べた通りである。図2.6に止端の開き角 θ および止端曲率半径 ρ が応力分布に及ぼす影響について有限要素法を用いて解析した結果の例を示す⁷⁾。解析対象は、図2.6に示すように板厚16mmの荷重非伝達型十字すみ肉溶接継手である。 θ を150度で一定とし、 ρ を0.25、0.5、1.0mmとした場合の板厚方向の応力分布を図2.6(a)に示す。 ρ の変化により応力分布が影響を受ける領域は非常に狭く、表面から0.1mmの範囲にすぎない。 ρ を0.5mmで一定とし θ を100, 120, 135, 150度と変化させた場合には、図2.6(b)に示すように、表面から1.0mmの領域まで θ により応力分布が影響を受けている。 ρ と θ が応力集中係数および応力分布に及ぼす影響を単純に比較することはできないが、 ρ あるいは θ を調整して、異なる組合せで同じ応力集中係数とした場合には、 θ を小さくしたもののほうが応力の高くなる部分が板厚深くまで及び疲労寿命も短くなると予想される。

図2.6に示すモデルを対象として疲労亀裂進展解析を行なうことにより求めた疲労寿命と止端の曲率半径 ρ 、止端の開き角 θ との関係を図2.7に示す⁷⁾。この解析からも ρ が小さくなるにしたがって、また θ が小さくなるにしたがって疲労寿命が短くなることがわかる。

参考文献

- 1) 河本實 他：金属の疲れと設計、3版、コロナ社、1977.
- 2) 鎌倉将英、二瓶正俊、佐々木悦男、金尾正雄、稲垣道夫：SM50Bリブ十字すみ肉溶接継手の疲れ特性に及ぼす寸法効果、溶接学会誌、Vol.48, No.12, pp.1060～1064、1979.
- 3) Gurney, T.R. : The Influence of Thickness on the Fatigue Strength of Welded Joints, Second International Conference on Behavior of Off-Shore Structures, London, paper41, 1979.
- 4) 征矢勇夫：溶接構造用鋼の母材と基本的溶接継手の疲労強度特性とその影響因子、JSSC疲労設計指針改定小委員会資料、1992.3
- 5) 三木千寿、森猛、阪本謙二、柏木洋之：前面すみ肉溶接継手の疲労強度に対する継手寸法の影響、構造工学論文集、Vol.33A, 393～402, 1987.3
- 6) 金属材料研究所：溶接構造用高張力鋼溶接継手の疲れ寿命特性（金材技研疲れデータシート資料2）、1983.
- 7) 森猛：溶接橋梁部材の疲労亀裂進展寿命に関する研究（学位論文、東京工業大学）1987.2

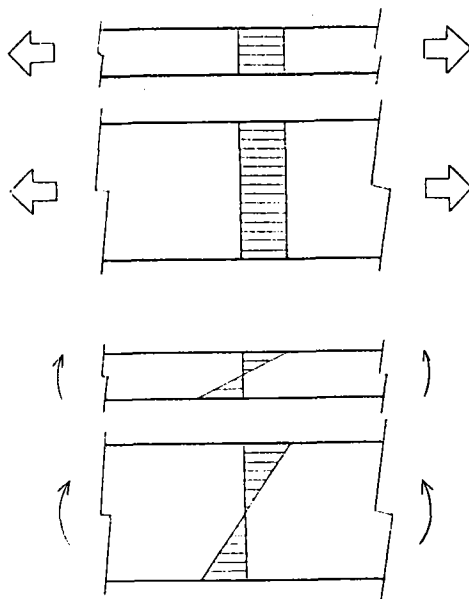


図2.1 平滑材の応力分布

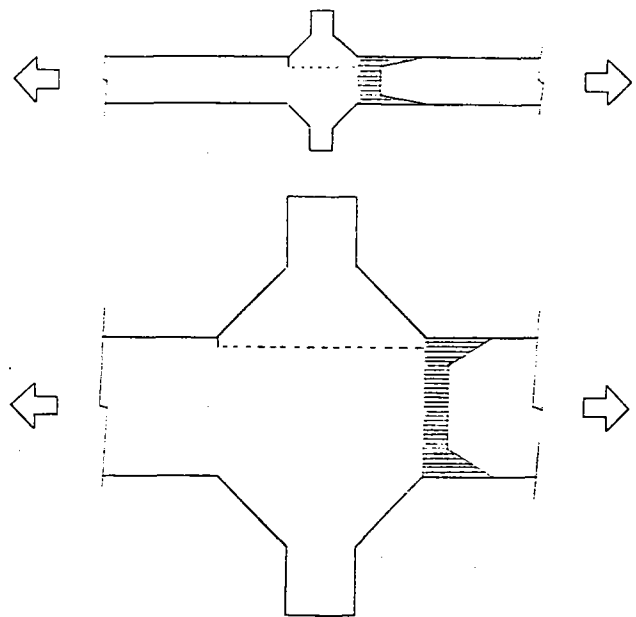
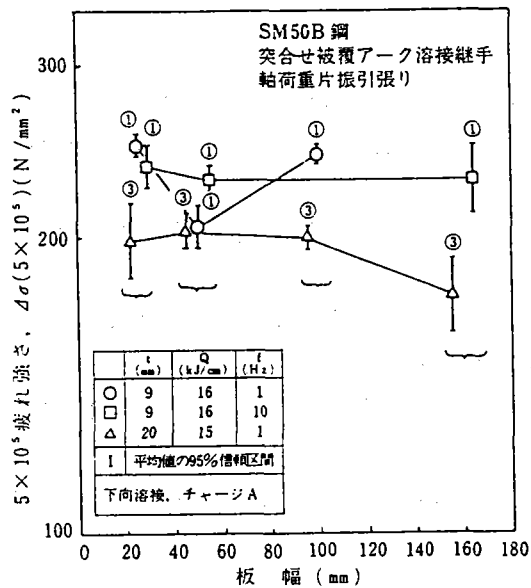
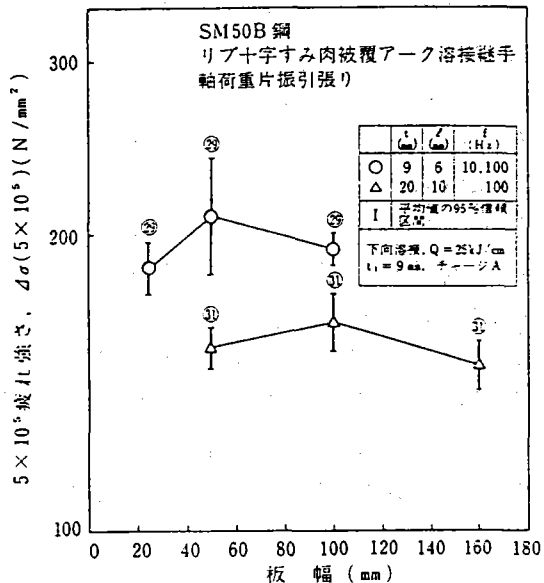


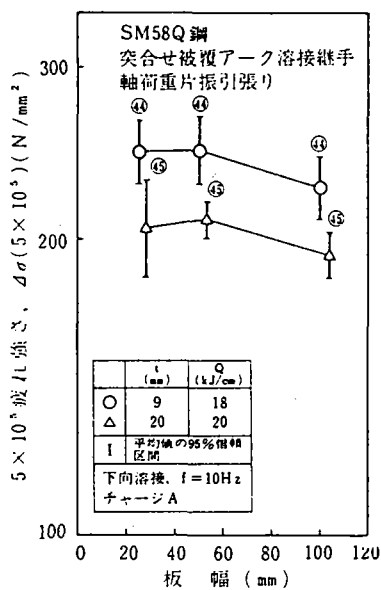
図2.2 溶接継手の応力分布



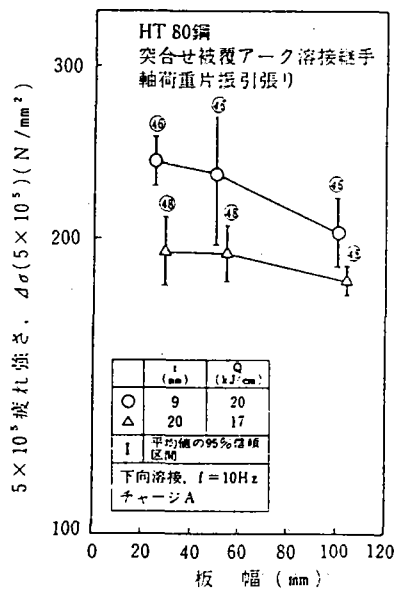
(a) SM50B鋼突合せ被覆アーク溶接継手



(b) SM50B鋼リップ十字すみ肉被覆アーク溶接継手



(c) SM58Q鋼突合せ被覆アーク溶接継手



(d) HT80鋼突合せ被覆アーク溶接継手

図2.3 疲労強度に対する板幅の影響 (実験結果) (5)

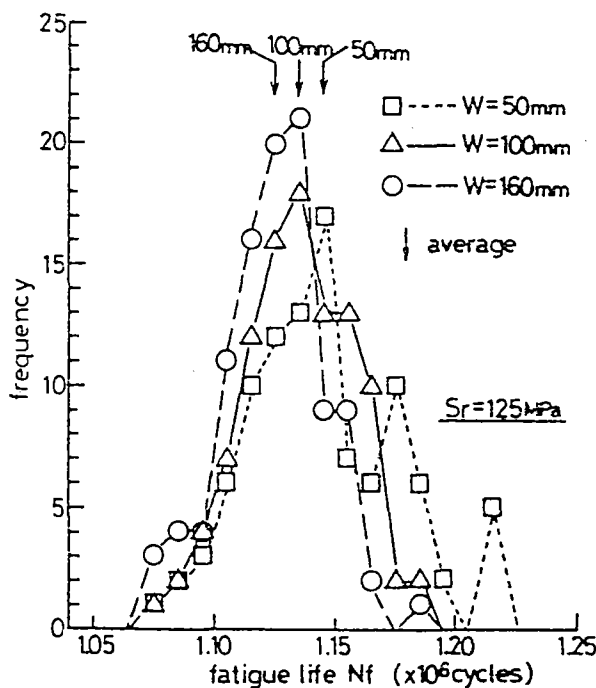


図2.4 疲労強度に対する板幅の影響（解析結果）⁷⁾

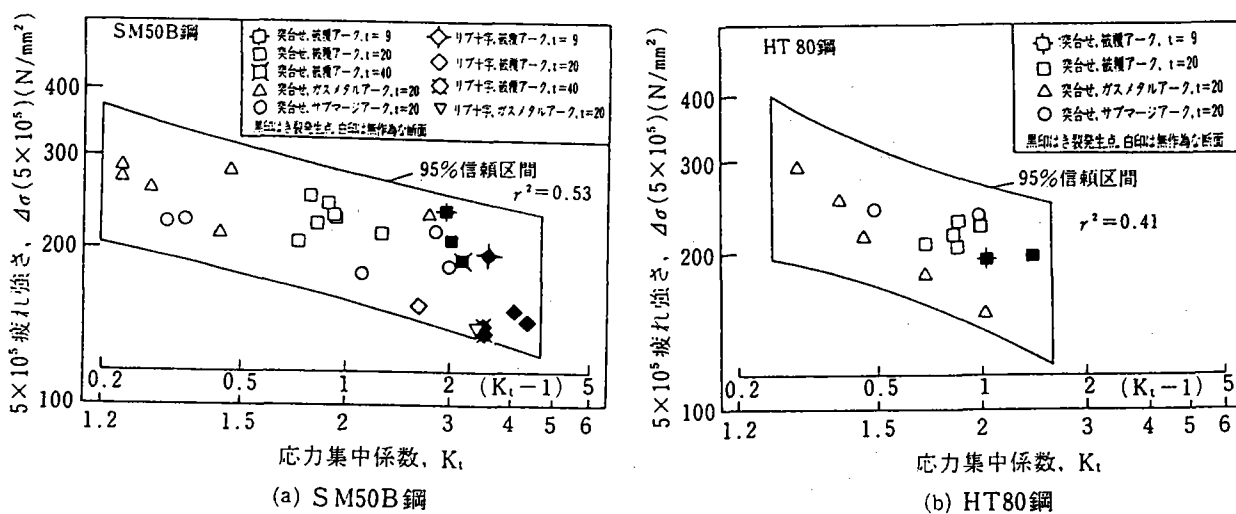
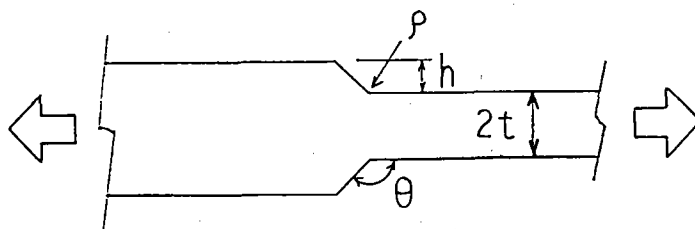


図2.5 疲労強度と応力集中係数の関係⁶⁾

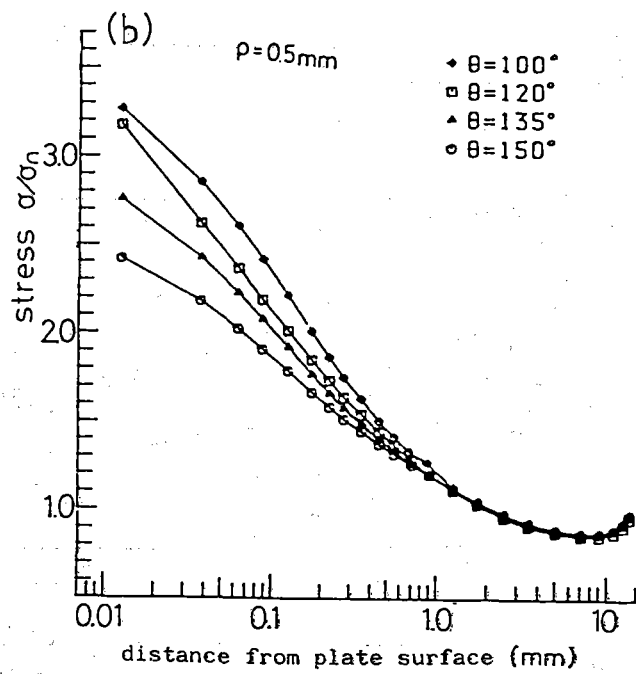
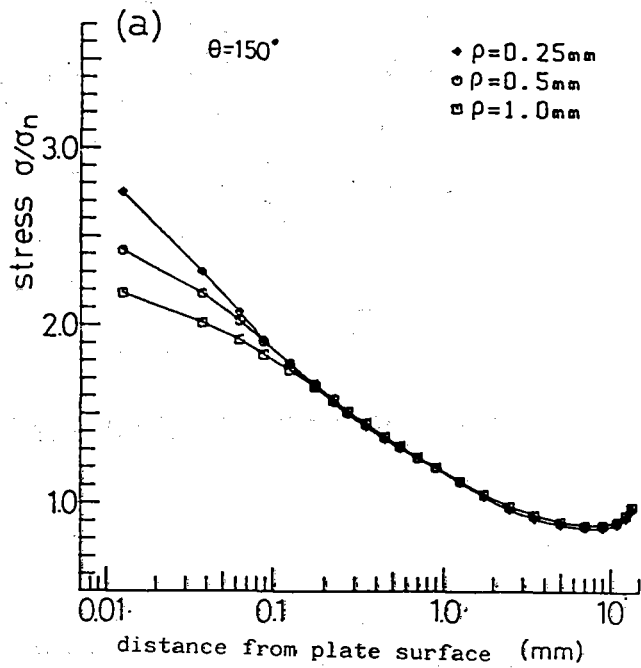
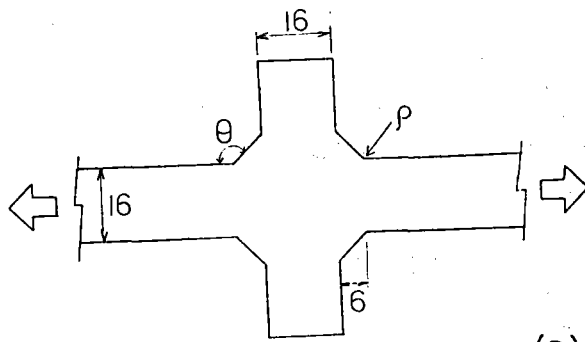


図2.6 溶接止端形状が板厚方向の応力分布に及ぼす影響⁷⁾

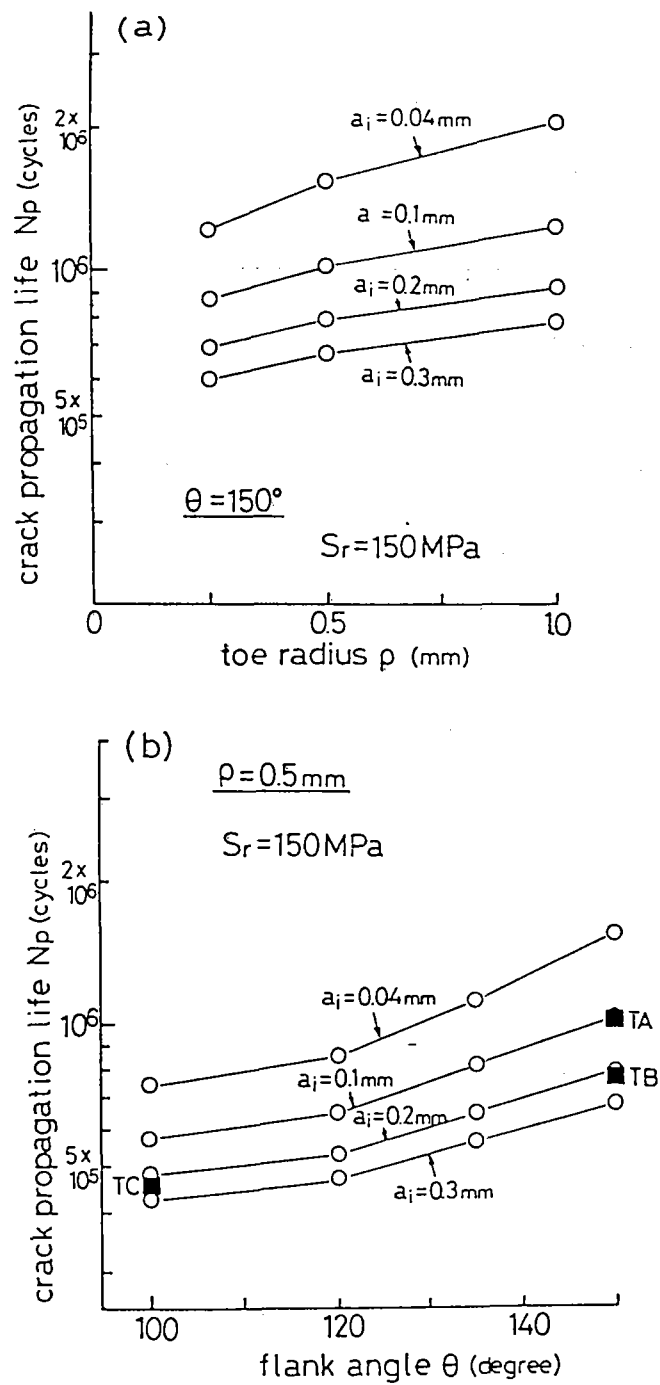


図2.7 溶接止端形状が疲労亀裂進展寿命に及ぼす影響⁷⁾

第3章 疲労亀裂進展解析による 疲労強度評価

3.1 はじめに

溶接構造物においては、継手内に残存するブローホールなどの溶接欠陥や前面すみ肉溶接継手止端などの表面形状変化部から疲労亀裂が発生することが多い。その場合の疲労寿命の大半は亀裂の進展過程で占められることから、継手の疲労強度や寿命の予測には破壊力学を用いた疲労亀裂進展解析が有効とされている。この解析では、疲労亀裂に対する応力拡大係数範囲 ΔK を求め、それを疲労亀裂進展速度 da/dN との関係に代入することにより疲労亀裂の進展をシュミレートし、それを初期亀裂から限界亀裂まで繰り返すことにより疲労寿命を予測する。したがって、 $da/dN-\Delta K$ 関係や応力拡大係数の算出方法をどのように設定するかが重要となる。

図3.1は二段多重試験から調べた縦方向溶接継手のブローホールおよび前面すみ肉溶接継手の止端から発生した疲労亀裂の進展性状を示している^{1,2)}。溶接止端に沿って発生した複数の半楕円形の表面亀裂は互いに合体を繰り返しながら進展している。また、ブローホールの壁面に沿って生じた疲労亀裂は合体を繰り返しながらブローホールを包み込むように進展し、包含後は楕円形となっている。これらの亀裂がさらに進展して、板の表裏面に達すると貫通亀裂となる。疲労亀裂進展解析を行なうには、このような進展性状を考慮すべきである。

疲労亀裂進展解析は疲労亀裂のモデル、初期亀裂寸法、応力拡大係数の算出法、 $da/dN-\Delta K$ 関係、亀裂形状変化、限界亀裂寸法などにより構成される。本章ではこれらの構成因子について、これまでの研究成果を整理するとともに、それらを組合せた疲労亀裂進展解析方法について説明する。さらに、その解析方法を用いて、実際の継手や構造部材を対象としたいくつかの疲労亀裂進展性状の解析例を示す。

3.2 疲労亀裂のモデル化

図3.2は鋼橋で用いられている代表的な継手を示している。

1. 横突合せ継手
2. 縦方向溶接継手
3. 前面すみ肉溶接継手
4. ガセット継手

これらの継手で想定される亀裂は、その形状・位置により、

- (1) 楕円形の内部亀裂……縦方向溶接継手
- (2) 半楕円形の表面亀裂…横突合せ継手、前面すみ肉溶接継手
- (3) 1/4楕円形の表面亀裂…ガセット継手
- (4) 内部貫通亀裂…………縦方向溶接継手、横突合せ継手、

前面すみ肉溶接継手

(5) 片側貫通亀裂……ガセット継手

に分けられる(図3.3参照)。

3.3 初期亀裂寸法

疲労亀裂進展寿命の大半は、応力拡大係数範囲が小さく、疲労亀裂が小さい間に費やされる。したがって、疲労寿命は初期亀裂の寸法に著しい影響を受ける。米国の原子炉压力容器の検査基準であるASME Sec. XI³⁾、英国の溶接継手の欠陥評価方法の手引きBSI PD6493⁴⁾、日本溶接協会の脆性破壊に対する許容欠陥寸法の算出方法を示したWES 2805⁵⁾では、図3.4に示すように、アンダーカットのような表面欠陥については、それを応力方向と直角に投影した面を長さ $2b$ 、深さ a の矩形で囲み、長軸を $2b$ 、短軸を $2a$ とする半楕円形の亀裂に、また溶け込み不良のような内部欠陥についてはその投影面を長さ $2b$ 、深さ $2a$ の矩形で囲み、長軸を $2b$ 、短軸を $2a$ とする楕円形の亀裂に置き換えることとしている。しかし、ブローホールのような丸みを帯びた欠陥にこの方法は適用しがたい。また、すみ肉溶接止端等の継手表面の形状変化部においても、亀裂状の欠陥が存在するとは限らない。疲労亀裂進展解析からこのような継手の疲労寿命を予測するには、疲労亀裂の発生する位置に適切な寸法の初期亀裂の存在を仮定する必要がある。

初期亀裂寸法の仮定においては、仮定した寸法の亀裂が形成されるまでの寿命が全寿命に比べ非常に短いこと、そのような亀裂の進展速度が明らかになっていることの2つの条件から決めるのが合理的と考えられる。図3.5は、縦方向溶接継手のブローホール、前面すみ肉溶接継手の止端部、縦方向すみ肉溶接継手の棒継ぎ部表面から生じる半楕円表面亀裂の深さと寿命比(対応する亀裂が形成されるまでの寿命と全寿命の比)の関係を示している^{1,2,6)}。いずれの場合も初期亀裂の寸法を 0.1mm 以下とすれば、寿命の8割以上が予測できる。これらの疲労亀裂の進展速度 da/dN と応力拡大係数範囲 ΔK の関係を図3.6に示す。図中の実線はコンパクトテンション型などの疲労亀裂進展測定用標準試験片で、しかも十分に長い亀裂について得られた平均的な $da/dN-\Delta K$ 関係である。図中で黒く塗り潰したマークは亀裂深さが 0.1mm 以下の微少な亀裂からの進展速度を示している。ここでの最小の亀裂寸法は 0.04mm である。微小亀裂からの進展速度は実線で与えられる進展速度よりも高くなっているが、その差は小さい。したがって、初期亀裂の寸法としては、 $0.05\sim 0.1\text{mm}$ 程度が妥当と思われる。初期亀裂の数および間隔は、図3.7^{1,2)}に示す亀裂発生間隔の分布に基づき設定することができる。なお、供用中の構造物の検査により亀裂が検出された場合には、検出した亀裂を初期亀裂とおくことによりその後の進展挙動および余寿命を予測できる。

3.4 応力拡大係数

無限板内に長さ $2a$ の貫通亀裂が存在し、それが遠方で一様な応力 σ_n を受ける場合(図3.8参照)の応力拡大係数 K は次式で与えられる。

$$K = \sigma \sqrt{\pi a} \quad (3.1)$$

溶接欠陥や前面すみ肉溶接継手の止端に生じる疲労亀裂は、図3.9に示すように三次元的であり、またその近傍は複雑な応力状態となっている。そのため、このような疲労亀裂の応力拡大係数を厳密に求めることは困難であり、また有限要素法などの数値解析から応力拡大係数を求めることも非常に煩雑となる。

Maddox⁷⁾ およびAlbrecht⁸⁾ らは、溶接継手部に生じた疲労亀裂の応力拡大係数Kを近似的に次式で表している。

$$K = F_e \cdot F_s \cdot F_t \cdot F_g \cdot \sigma \sqrt{\pi a} \quad (3.2)$$

F_e は亀裂形状、 F_s は表面亀裂、 F_t は有限板厚あるいは板幅、 F_g は応力勾配（応力集中）に対する補正係数である。(3.2)式は、亀裂の状態および亀裂の存在する継手の種々の条件に対する補正係数を組み合わせてK値を算出する式であり、補正係数相互の干渉効果は考慮していない。しかし、工学的には十分な精度を有しているものと思われる。

3.4.1 亀裂形状に対する補正係数 F_e

Irwin⁹⁾は無有限体中に存在する短軸2a、長軸2bの楕円形の亀裂に対する応力拡大係数を次式で与えている（図3.10参照）。

$$K = (1/E(k)) \cdot (1 - k^2 \cdot \cos \phi)^{1/4} \sigma \sqrt{\pi a} \quad (3.3)$$

$$E(k) = \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - k^2 \sin^2 \xi} d\xi \quad (\text{第2種完全楕円積分})$$

$$k = 1 - a^2/b^2 \quad \phi : \text{離心角}$$

(3.3)式より、短軸方向の亀裂前縁（A点）での補正係数 F_{eA} 、長軸方向の亀裂前縁（B点）での補正係数 F_{eB} は(3.4)式を用いて求められる。

$$F_{eA} = 1/E(k) \quad F_{eB} = F_{eA} \sqrt{a/b} \quad (3.4)$$

$E(k)$ の近似解がRaweにより求められており¹⁰⁾、次式で与えられている。

$$E(k) = \sqrt{1 + 1.464 (a/b)^{1.65}} \quad (3.5)$$

図3.11に F_{eA} 、 F_{eB} と亀裂の形状比 a/b の関係を示す。図中の実線は(3.4)式から、破線は(3.5)式を(3.4)式に代入することにより求めた関係である。破線で示す関係と実線で示す関係は良く一致していることから、ここでは(3.6)式から F_{eA} 、 F_{eB} を求めることとした。

$$F_{eA} = 1 / \sqrt{1 + 1.464 (a/b)^{1.65}} \quad (3.6)$$

$$F_{eB} = F_{eA} \sqrt{a/b}$$

貫通亀裂については

$$F_{eA} = 1$$

である。

3.4.2 表面亀裂に対する補正係数 F_s

半無限板中の自由端に長さ $2a$ の貫通亀裂がある場合の応力拡大係数は、次式で与えられる¹¹⁾。

$$K = 1.12 \cdot \sigma \sqrt{\pi a} \quad (3.7)$$

したがって、この場合は

$$F_s = 1.12 \quad (3.8)$$

となる。Paris¹²⁾ は(3.9)式、Kobayashiらは(3.10)式¹⁰⁾、Maddox⁷⁾ は(3.11)式で半楕円形の亀裂の最深点(図3.9のA点)での補正係数 F_{sA} を与えている。

$$F_{sA} = 1 + 0.12 (1 - a/b) \quad (3.9)$$

$$F_{sA} = 1 + 0.12 (1 - a/b)^2 \quad (3.10)$$

$$F_{sA} = 1 + 0.12 (1 - 0.75 a/b) \quad (3.11)$$

半楕円形の表面亀裂の F_s については、西谷ら¹³⁾が体積力法により求めた解がある。図3.12に(3.9)、(3.10)、(3.11)式および西谷らによる F_{sA} と a/b の関係を示す。いずれの式においても、 F_{sA} と a/b の関係はほぼ一致しており、それらの値は西谷らによる解よりも若干高めとなっている。ここでは、西谷らの解にもっとも近いことから、 F_{sA} を(3.9)式から求めることとした。また、半楕円形亀裂の幅方向の前縁(図3.9のB点)での補正係数は、

$$F_{sB} = 1 \quad (3.12)$$

とした。なお、部材内部の楕円形亀裂に対する補正係数は

$$F_{sA} = F_{sB} = 1 \quad (3.13)$$

である。

3.4.3 有限板厚・板幅に対する補正係数 F_t

幅 W の板の中央に長さ $2a$ の貫通亀裂がある場合の補正係数は(3.14)式で与えられる¹¹⁾。

$$F_t = (1 - 0.025 \lambda^2 + 0.06 \lambda^4) \sqrt{\sec(\pi \lambda / 2)} \quad (\lambda = 2a / W) \quad (3.14)$$

ここでは、図3.9に示す半楕円形の表面亀裂及び楕円形の内部亀裂に対する補正係数を次式で与えることにした。

$$F_{tA} = (1 - 0.025 \lambda^2 + 0.06 \lambda^4) \sqrt{\sec(\pi \lambda / 2)} \\ \lambda = a / T \text{ (表面亀裂)}、\lambda = a / T \text{ (内部亀裂)} \quad (3.15)$$

$$F_{tB} = (1 - 0.025 \lambda^2 + 0.06 \lambda^4) \sqrt{\sec(\pi \lambda / 2)} \\ \lambda = 2b / W$$

3.4.4 応力集中に対する補正係数 F_g

任意の応力場に長さ $2a$ の亀裂がある場合の応力拡大係数は、図3.13に示すように亀

裂のあるときの解とないときの解の重合わせから、亀裂がないときに亀裂の部分に相当する位置に生ずる応力を亀裂面に作用させたときの応力拡大係数と等しい。図3.14に示すように、無限板中の亀裂面に任意の分布力 $\sigma(x)$ が作用する場合の応力拡大係数は、(3.16)式で与えられる¹¹⁾。

$$K = 1 / \sqrt{\pi a} \int_{-a}^a \sigma(x) \sqrt{(a+x) / (a-x)} dx \quad (3.16)$$

分布力 $\sigma(x)$ が、図3.15に示すように、上下、左右対称な場合の応力拡大係数は、

$$K = 2 / \sqrt{\pi a} \int_0^a \sigma(x) \sqrt{(a+x) / (a-x)} dx \quad (3.17)$$

となる。さらに、亀裂面に作用する分布力を、図3.15に示すように適当な間隔で分割し一様な分布力の集まりとみなせば、(3.17)式は(3.18)式に置き換えられる。

$$K = \sqrt{\pi a} (2 / \pi) \sum \sigma_i (\arcsin (C_{i+1} / a) \arcsin (C_i / a)) \quad (3.18)$$

ここで、代表応力を σ_n とすれば、

$$K = \sigma_n \sqrt{\pi a} [(2 / \pi) \sum (\sigma_i / \sigma_n) (\arcsin (C_{i+1} / a) \arcsin (C_i / a))] \quad (3.19)$$

となる。したがって、 F_g は(3.19)式の括弧内の式で与えられる。

$$K = (2 / \pi) \sum (\sigma_i / \sigma_n) (\arcsin (C_{i+1} / a) \arcsin (C_i / a)) \quad (3.20)$$

図3.16に示すリブ十字すみ肉溶接継手の止端に発生する半楕円形の亀裂を対称として亀裂最深点(A点)での補正係数 F_{gA} を求めた。ここでは、まず有限要素解析により板厚方向の応力分布を求め、それを(3.20)式に代入することにより F_g を算出した。結果を図3.17に実線で示す。図中の一点鎖線は半無限板、破線は有限板の片側亀裂の面に任意の分布力が作用する場合の応力拡大係数の解(図3.18参照)から求めた補正係数である。また、丸印は有限要素解析を行いエネルギー法から求めた補正係数を示している。いずれの解を用いても、 F_{gA} の値に差はなく、その値はエネルギー法から求めた値とほぼ一致している。西谷ら¹⁴⁾は、楕円孔から発生した亀裂の応力集中に対する補正係数が、亀裂がない場合の亀裂先端に対応する位置の応力集中で近似的に与えられるとしている。ただし、これは楕円孔の曲率半径に比べ亀裂長さが小さい場合に有効とされている。図3.17中に示す二点鎖線は板厚方向の応力分布(σ / σ_n)を示したものであるが、これは重合わせの原理およびエネルギー法からもとめた補正係数に比べ若干小さい。

なお、図3.16に示す亀裂の幅方向前縁(B点)での補正係数 F_{gB} は、溶接止端に沿っての応力はほぼ一様と考えられることから、

$$F_{gB} = K t \quad (K t : \text{応力集中係数}) \quad (3.21)$$

となる。

3.4.5 応力拡大係数の近似式

いくつかの溶接継手については応力拡大係数の近似式が提案されており、それを用いれば、応力拡大係数の算出は簡便となる。以下に2つの例を示す。

<荷重伝達型十字すみ肉溶接継手のルート部から発生する疲労亀裂>²⁹⁾

$$\Delta K = \Delta \sigma \sqrt{\pi a \cdot \sec(\pi a / 2W)} \cdot [A_1 + A_2(a/W)] / (1 + 2H/T_p) \quad (3.22)$$

$$A_1 = 0.528 + 3.287(H/T_p) - 4.361(H/T_p)^2 + 3.696(H/T_p)^3 - 1.874(H/T_p)^4 + 0.415(H/T_p)^5$$

$$A_2 = 0.218 + 2.717(H/T_p) - 10.171(H/T_p)^2 + 13.122(H/T_p)^3 - 7.755(H/T_p)^4 + 1.783(H/T_p)^5$$

記号については、図3.19参照のこと。

<荷重非伝達型十字すみ肉溶接継手の溶接止端から発生する疲労亀裂>³⁰⁾

$$L/T \leq 2:$$

$$F_{gR} = 0.51(L/T)^{0.27} \cdot (a/T)^{-0.31} \quad a/T \leq 0.05(L/T)^{0.55}$$

$$F_{gR} = 0.83(a/T)^{-0.46} \cdot (0.15(L/T)^{0.46}) \quad a/T > 0.05(L/T)^{0.55}$$

$$L/T > 2:$$

$$F_{gR} = 0.615(a/T)^{-0.31} \quad a/T \leq 0.05(L/T)^{0.55}$$

$$F_{gR} = 0.83(a/T)^{-0.2} \quad a/T > 0.05(L/T)^{0.55} \quad (3.23)$$

記号については、図3.20参照のこと。

3.5 疲労亀裂進展速度と応力拡大係数範囲の関係

Parisら¹⁵⁾により示されて以来、疲労亀裂進展速度は応力拡大係数範囲の関数として表されることが多い。

$$da/dN = C(\Delta K)^m \quad (3.24)$$

図3.21にASME Sec. XI³⁾、BSI PD6493⁴⁾、WES 2805⁵⁾で採用されている疲労亀裂進展速度 da/dN と応力拡大係数範囲 ΔK の関係を示す。実線1で示す関係は炉水環境を対象としたものであり、他は大気中を対象としている。図3.21中に示す一点鎖線5および6は、それぞれBarsom¹⁶⁾により求められたマルテンサイト鋼およびフェライト・パーライト鋼での $da/dN - \Delta K$ 関係の上限である。また、破線7および8は、三木ら¹⁷⁾により示されたわが国での400, 500MPa級および600, 800MPa級鋼材での平均的な $da/dN - \Delta K$ 関係を示したものであり、次式で与えられる。

$$da/dN = 1.9 \times 10^{-10} (\Delta K)^4 \quad (400, 500\text{MPa class steel}) \quad (3.25(1))$$

$$da/dN = 5.4 \times 10^{-9} (\Delta K)^3 \quad (600, 800\text{MPa class steel}) \quad (3.25(2))$$

さらに三木ら¹⁷⁾は、Paris則における定数 C と m の関係に対する検討から m に対する C の変動特性を調べ、 $m = 3, 4$ での C の84.1%および97.7%非超過確率を求めている。これは、 $da/dN - \Delta K$ 関係の非超過確率とは異なるが、その目安となるものである。

<84.1%非超過確率>

$$da/dN = 5.0 \times 10^{-10} (\Delta K)^4 \quad (400, 500\text{MPa class steel}) \quad (3.26(1))$$

$$da/dN = 9.1 \times 10^{-9} (\Delta K)^3 \quad (600, 800\text{MPa class steel}) \quad (3.26(2))$$

< 97.7%非超過確率 >

$$da/dN = 1.3 \times 10^{-9} (\Delta K)^4 \quad (400, 500\text{MPa class steel}) \quad (3.27(1))$$

$$da/dN = 1.5 \times 10^{-8} (\Delta K)^3 \quad (600, 800\text{MPa class steel}) \quad (3.27(2))$$

ΔK がある限界値以下になると、亀裂は進展しなくなり、 $da/dN = 0$ となる。この限界値は下限界応力拡大係数範囲 (ΔK_{th}) と呼ばれており、 ΔK_{th} をも含めた亀裂進展則としては、以下の式が提案されている¹²⁾。

$$da/dN = C (\Delta K^m - \Delta K_{th}^m) \quad (3.28)$$

ΔK_{th} は、応力比Rに著しく影響されることが確かめられている。BSIでは

$$\Delta K_{th} = 6.01 - 4.56R \quad (3.29)$$

で ΔK_{th} が与えられている。しかし、溶接継手に対しては、溶接部に降伏点に達するような引張残留応力が存在するため、その場合は ΔK_{th} を次式で与えている。

$$\Delta K_{th} = 1.5 / \{ 1 - (4.56 / \sigma_y \sqrt{\pi a}) \} \quad (3.30)$$

σ_y : 降伏応力

また、600MPa級鋼溶接継手を用いて高い引張残留応力場で ΔK_{th} に対する応力比の影響を調べた研究では、 ΔK_{th} は応力比(-1~0.91)によらずほぼ $2 \sim 2.5 \text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ 程度であるという結果が得られている¹⁹⁾。他の鋼材を用いた溶接継手においても同様な結果が得られている^{20,21)}。

日本鋼構造協会疲労設計指針(案)では、数多くの疲労亀裂進展試験結果に基づき、次式で疲労亀裂進展速度を表している³¹⁾。

$$\text{平均設計曲線} \quad da/dN = 1.5 \times 10^{-8} (\Delta K^m - 2.9^m) \quad (3.31)$$

$$\text{最安全設計曲線} \quad da/dN = 2.7 \times 10^{-8} (\Delta K^m - 2.0^m)$$

疲労亀裂進展解析に用いる $da/dN - \Delta K$ 関係は、ここで挙げた式を参考に定めればよい。また、必要であれば、実験から新たに $da/dN - \Delta K$ 関係を設定することも考えられる。

3.6 亀裂進展形状

図3.9に示すように、部材内に半楕円形の表面亀裂あるいは楕円形の内部亀裂が存在する場合、ASMEでは相似形を保持しながら進展するとしている。また、BSIでは曲げ応力と軸応力の比により亀裂形状変化を区別し、この比が0.25を越える場合には、貫通亀裂として取り扱い。0.25以上では亀裂形状が半円形あるいは円形となるまで $2b$ が一定で深さ方向のみ進展するとしその後は半円形あるいは円形のまま進展するとしている。亀裂は進展に伴いその形状が変化し、また応力拡大係数の値は亀裂形状により異なるため、ASME、BSIでの亀裂形状変化の仮定では寿命予測の精度が低いと思われる。WESでは実験結果に基づいた亀裂形状変化式を用いることにし

ているが、この式は平滑平板の実験結果から定めたものであり、前面すみ肉溶接継手のように応力集中のある場を進展する亀裂に対しては適用しがたい。

Maddox²²⁾は、リブ十字すみ肉溶接止端部から発生する半楕円形の亀裂の形状比 a/b の変化を実験結果に基づいて仮定し、疲労寿命の予測を行なっている。他の疲労寿命に関する研究においても、Maddoxと同様の仮定あるいは亀裂の形状比は亀裂深さによらず一定という仮定がなされている。

以上のように、ASME、BSI、WESおよびこれまでの研究の多くにおいては、深さ方向のみ亀裂進展を対象とし、幅方向の進展は亀裂形状変化を仮定することにより考慮している。これに対し、図3.9に示す深さ方向の亀裂前縁（A点）および幅方向の亀裂前縁（B点）での応力拡大係数範囲 ΔK_A 、 ΔK_B を算出し、これを疲労亀裂進展速度と応力拡大係数範囲の関係に代入し、それぞれの方向の亀裂増分を求めることにより亀裂形状変化を考慮した解析が可能となる。

3.7 亀裂合体条件

溶接継手の疲労寿命を予測するためのこれまでの疲労亀裂進展解析法では、計算の簡略化から単一の亀裂を対象としている。しかし、既に述べたように実際の継手では複数の疲労亀裂が生じる。したがって、より正確な疲労亀裂進展解析を行うには複数の亀裂を与えるようなモデルが必要である。

複数の亀裂を対象とする場合には、亀裂相互の干渉効果、亀裂合体条件、亀裂合体後の亀裂形状、寸法の定義などが必要となる。ここでは図3.22に示すように、隣接する二つの亀裂 (a_1, b_1) 、 (a_2, b_2) の前縁が接触した時点で合体したとみなす。合体後の亀裂深さ a_3 は $a_1 a_2$ のどちらか大きいほうと等しく、亀裂の幅 b_3 は b_1 と b_2 との和とした。また、亀裂の相互干渉効果はないものとする。以上の条件は、複数の人工表面欠陥からの亀裂進展形状を解析する際に飯田ら²³⁾によって用いられている。

3.8 破壊じん性値 K_{IC} および限界亀裂寸法

3.8.1 破壊じん性値 K_{IC}

亀裂が成長して不安定な進展を開始する際の亀裂寸法 a_{cr} は、その亀裂に最大応力 σ_{max} が作用した際の応力拡大係数（最大応力拡大係数 K_{max} ）と部材を形成する材料あるいは溶接部の破壊じん性値 K_{IC} の比較から設定することができる。表3.1は、JISで規定されている溶接構造用鋼材の仕様を示したものである。 K_{IC} は温度に著しい影響を受けるため、橋梁が設置されている位置での気象記録に基づき、いかなる温度での K_{IC} を用いるのがよいかを定め、その温度での K_{IC} を明らかにする必要がある。

図3.23は、阪神高速道路公団により調べられた日本各地での最低構造物温度の100年期待値を示したものである²⁴⁾。この図よりわが国では $-45\sim 0$ ℃を想定すれば良いと判断される。また、一般的な地域では -10 ℃を想定すれば良い。

厳密に K_{IC} を求めるためには、かなりの寸法の試験体を必要とすることから、表3.1に示す鋼材についてのデータは少ない。通常、鋼材のぜい性破壊に対する抵抗はシャルピー衝撃試験により照査される。シャルピー吸収エネルギー νE と破壊じん性値 K_{IC} には強い相関があることが確かめられている。伊藤ら²⁵⁾は K_{IC} と νE の関係について以下の実験式を示している。

$$(K_{IC}/31)^2 = 300 (\nu E / \sigma_{ys}) \quad (3.32)$$

σ_{ys} : 常温での降伏応力

表3.1に示す鋼材の要求 νE 値を(3.31)式に代入し、 K_{IC} を求めると、表3.2に示す値が得られる。さらに、 -10°C での K_{IC} 値を、 K_{IC} と絶対温度 T との関係(昭和47年度本州四国連絡橋鋼上部に関する調査研究報告書、別冊4、鋼上部構造用鋼板の所用性能の図4.5より、 $\log(K_{IC})$ と $100/T$ の傾きを -0.16 とおいた)に基づき計算すれば、表中の()内の値が与えられる。

木内ら²⁶⁾は鋼素材および鋼溶接部の破壊じん性値を表すパラメータである限界COD値に関するデータを数多く収集し、それに対する統計解析を行うことによりばらつきを考慮した限界COD値(δc)と絶対温度 T の関係として、次式を示した。

$$\ln(\delta c) = \ln(0.16) + 42414 / \sqrt{\sigma_{yc}} (1/T - 1/T_{0.16}) + [0.86 + 14.0 (1/T - 1/T_{0.16})] z \quad (3.33)$$

$T_{0.16}$: 限界COD値が0.16mmとなる時の絶対温度
 $[0.86 + 14.0 (1/T - 1/T_{0.16})] z$: $\ln(\delta c)$ の標準偏差
 σ_{yc} : 室温における降伏応力 (kg/mm^2)

図3.24は(3.33)式で与えられる関係と実験データを比較したものである。図中の実線は50%、破線は95%非超過確率を表す線である。

遷移温度領域においては、限界COD値(δc)を(3.34)式より K_{IC} 値に変換できることが実験的に確かめられている²⁷⁾。

$$K_{IC} = \sqrt{\delta c \cdot E \cdot \sigma_{ys} / 1000} \quad (3.34)$$

(3.32)、(3.33)式より、 -10°C におけるSM41、SM50、SM50Y、SM58、HT70、HT80の K_{IC} 値の平均より1標準偏差、2標準偏差離れた値を求め、表3.3に示す。表中には要求 νE から求めた K_{IC} 値も示している(表3.2)。なお、 $T_{0.16}$ は、文献²⁸⁾を参考にSM41、SM50、SM50Y、SM58、HT70、HT80に対して、それぞれ -110 、 -120 、 -130 、 -140 、 -150°C とした。

破壊じん性値 K_{IC} は、ほぼ静的な荷重状態(荷重速度、ひずみ速度が遅い)を対象としたものである。しかし、破壊じん性値はひずみ速度に著しい影響を受け、ひずみ速度が増加するにしたがって減少することが知られている(図3.25参照)。図3.26は、静的荷重下、動的荷重下、($\dot{\epsilon} = 10^{-3}/\text{sec}$)での破壊じん性値を比較したものである¹⁶⁾。文献¹⁶⁾では、 $\dot{\epsilon} = 10^{-3}/\text{sec}$ は橋梁に生じるひずみ速度と比べ同程度以上であり、そのためこのひずみ速度で検討するのが良いと述べている。図から明らかのように、ひずみ速度により K_{IC} と温度の関係が温度軸方向に平行移動したような形となっている。したがって、ひずみ速度と温度の移動量との関係が明かとなれば、静的荷

重下の K_{IC} より所定のひずみ速度における K_{IC} 予測可能となる。すなわち、対象とする構造物で想定される最低温度から上記の温度移動量だけ低い温度で K_{IC} を照査することにより、所定の温度、ひずみ速度での破壊じん性値を照査する代わりとなる。このような考え方は、すでにAASHTOの規定において採用されている。(AASHTOでは、たとえ破壊が生じてたとしてもそれがぜい性的でないことを目的とし、所定の温度でシャルピー吸収エネルギーが動的な荷重下で得られることから、想定される最低温度よりも高い温度としている。)

静的破壊じん性値 K_{IC} と動的破壊じん性値 K_{IC} の温度移動量 T_s については、次のような実験式が示されている¹⁶⁾。

$$T_s = 119 - 0.120 \sigma_{ys} \quad (3.35)$$

T_s : °C、 σ_{ys} : 室温での降伏応力 (MPa)

さらに、橋梁でのひずみ速度の代表値とされている $\dot{\epsilon} = 10^{-3} / \text{sec}$ と静的載荷での温度移動量を図3.26を参考に求めれば、以下の式が得られる。

$$T_s = 35 - 0.035 \sigma_{ys} \quad (3.36)$$

(3.36)式に基づき、各種鋼材の静的破壊じん性値 K_{IC} を照査すべき温度を求め、表3.4の右覧に示す。また、(3.32)、(3.33)式から、その温度での K_{IC} 値の平均、平均より1標準偏差、2標準偏差離れた値を求め、表3.4に示した。

3.8.2 限界亀裂寸法

限界亀裂寸法 a_{cr} は、その亀裂に最大応力 σ_{max} が作用した際の応力拡大係数が破壊じん性値 K_{IC} と一致するときの亀裂寸法として求められる。

最大応力 σ_{max} は、死荷重、活荷重(車両荷重、衝撃荷重)といった主荷重が作用するときの応力を用いるのが通常である。溶接継手においては、疲労亀裂が発生し進展する位置が高い引張残留応力場となるため、ここでは安全側の仮定として最大応力を降伏応力と等しいとおいた。

図3.2に示す縦方向溶接継手(部分溶込み角溶接)、前面すみ肉溶接継手、ガセット継手での疲労亀裂を対象とし、限界亀裂寸法を計算した。角溶接については、のど厚を $(\sqrt{2t+2})$ (t :板厚、mm)、亀裂形状はルートを中心とする円形とした。全面すみ肉溶接継手については亀裂を半楕円形、ガセット継手については片側貫通亀裂と仮定した。角溶接部、前面すみ肉溶接継手については、亀裂が板を貫通した場合(中央貫通亀裂とした)についても限界亀裂寸法を計算した。破壊じん性値を表3.4に示す平均から2標準差だけ離れた値とした場合の限界亀裂寸法の計算結果を図3.27(角溶接部、円形の内部亀裂)、図3.28(前面すみ肉溶接部、半楕円形の表面亀裂)、図3.29(ガセット継手、片側貫通亀裂)、図3.30(中央貫通亀裂)に示す。図3.27および3.28の↑印は、亀裂を貫通する以前には、ぜい性破壊を生じないことを示している。

3.9 解析方法

3.4節に従い、半楕円形あるいは楕円形の亀裂の短軸側の前縁(図3.9、A点)およ

び長軸側の前縁（図3.9、B点）での応力拡大係数範囲 ΔK_A 、 ΔK_B を算出し、3.5項で示した(3.26)式に代入することより、応力1サイクルごとの両方向の亀裂進展量が算出される。この計算を初期の亀裂寸法から限界の亀裂寸法まで繰返すことにより疲労寿命を求めることができる。しかし、1サイクルごとの計算から寿命を求めるには寿命と等しい回数の繰返し演算が必要となるため、ここでは Δn 回の応力繰返しによる亀裂増分を計算することにより、疲労寿命を求めることにした。このとき、 Δn が計算結果に及ぼす影響を明らかにしておく必要がある。

無限体中に直径 $2a_1$ の円形亀裂が存在する場合、その亀裂が直径 $2a_2$ の円形亀裂まで成長するのに要する繰返し数 N_t は、(3.23)式を a_1 から a_2 まで積分することにより求めることができる。

$$N_t = \int_{a_1}^{a_2} \frac{da}{C \left\{ (2/\pi) \sigma_r \sqrt{\pi a} \right\}} \quad (3.36)$$

ここでは、亀裂増分を計算する1ステップでの応力繰返し数 Δn をかえ寿命 N を計算し、 N_t と比較する。なお、この計算では計算精度を高めるため、以下の手順で1ステップでの亀裂増分を求めている。

- (1) 亀裂 (a, b) に対する応力拡大係数範囲 ΔK_{A1} 、 ΔK_{B1} を求める。
- (2) Δn 回の応力繰返しによって生じる亀裂増分 $\Delta a'$ 、 $\Delta b'$ を算出する。
- (3) 亀裂 $(a + \Delta a', b + \Delta b')$ に対する応力拡大係数範囲 ΔK_{A1} 、 ΔK_{B1} を求める。
- (4) 亀裂が (a, b) から $(a + \Delta a', b + \Delta b')$ まで進展する時の平均的な応力拡大係数範囲 ΔK_A 、 ΔK_B を算出する。

$$\Delta K_A = \left\{ (\Delta K_{A1}^m + \Delta K_{A2}^m) / 2 \right\}^{1/m}$$

$$\Delta K_B = \left\{ (\Delta K_{B1}^m + \Delta K_{B2}^m) / 2 \right\}^{1/m}$$

- (5) このステップでの亀裂増分 Δa 、 Δb を求める。

$$\Delta a = C (\Delta K_A)^m, \quad \Delta b = C (\Delta K_B)^m$$

以上の計算手順で求めた寿命 N_{est} と(3.36)式の積分を行なうことにより求めた寿命 N_t の比を、亀裂増分を計算したステップ数をパラメータとして図3.31に示す。解析条件は図中に示す通りである。 N_t に対する N_{est} の誤差は極めて小さく、ステップ数を50とした場合で約0.1%、100ステップとすれば0.02%程度にすぎない。したがって、1ステップでの亀裂増分を計算するための応力繰返し数 Δn は、全ステップが100以上となるようにすれば十分である。

ここで提案する疲労亀裂進展寿命の解析手順（図3.32参照）は以下の通りである。

① 計算に必要なデータの入力

W, T : 部材断面の幅および高さ

S_r : 応力範囲

C, m : $da/dN - \Delta K$ 関係における材料定数

ΔK_{th} : 下限界応力拡大係数

NUM : 初期亀裂の数

$a(J, 1)$: NUM個の初期亀裂のうち、J番目の初期亀裂J番の深さ

$b(J, 1)$: J番目の初期亀裂の幅

$x(J, 1)$: J番目の初期亀裂の位置

a_{cr} : 亀裂深さの限界値

Δn : 1ステップでの応力繰り返し回数

② 計算終了の判定

亀裂の深さが限界値を越えた場合、計算を終了する。

③ 亀裂合体の判定

合体とみなされた場合には、4に従い新たな亀裂の深さ、幅、位置を設定する。

④ 合体後の亀裂の寸法、位置の計算

⑤ 亀裂増分の計算

前記に手順にしたがい、亀裂増分を計算する。

⑥ 次のステップでの亀裂の深さ、幅を求め②に戻る。

3. 1 0 疲労亀裂進展寿命に及ぼす諸因子の影響

既に述べたように、疲労亀裂進展寿命は $da/dN-\Delta K$ 関係を初期亀裂寸法から限界亀裂寸法まで積分することにより求められる。ここでは、図3.35に示すごとく、幅60mm、板厚16mmの平滑平板が引張応力を受ける場合を例として、 $da/dN-\Delta K$ 関係、初期亀裂寸法、限界亀裂寸法および亀裂形状が疲労亀裂進展寿命に及ぼす影響を示す。

図3.35(a)は、初期亀裂を半径0.1mmの半円形亀裂、限界の亀裂深さを板厚の8割として、 $da/dN-\Delta K$ 関係が進展寿命に及ぼす影響を示したものである。 $da/dN-\Delta K$ 関係としては、(3.25(2))、(3.26(2))、(3.27(2))式を用いた。また、図3.35(b)、(c)は、初期亀裂寸法、限界亀裂寸法の影響を示している。図3.35(d)は、亀裂は相似形を保ちながら進展するとして、進展寿命を計算し、亀裂形状の影響を示したものである。これらの図より、亀裂進展寿命を求める際には、初期亀裂寸法、 $da/dN-\Delta K$ 関係、亀裂進展形状を明らかにするのが特に重要であることがわかる。それらに比べ限界亀裂寸法が進展寿命に及ぼす影響は小さい。

3. 1 1 疲労亀裂進展性状の解析例

3.11.1 実験結果との比較

ここでは、図3.36に示す溶接継手を対象として疲労亀裂進展解析を行ない、実験結果と比較する。図3.37は二段多重試験を行なった試験体の疲労破面およびそれを対象とした疲労亀裂進展の解析結果である。いずれの場合も解析結果は実験結果と良く一致している。

3.11.2 橋梁部材を対象とした疲労亀裂進展解析

図3.36(a), (b)に示す部材を想定し、疲労亀裂進展解析を行なう。図(a)は箱断面部材のダイヤフラム取り付けのためのすみ肉溶接の止端、図(b)はH断面部材のフランジに取り付けられたガセットのフィレット部から疲労亀裂が生じることを想定している。応力範囲はこれらの継手について旧国鉄の設計基準で規定されている許容応力範囲125MPa、103MPaとした。初期亀裂はいずれの場合にも半径0.1mmの半円形の表面亀裂とし、その位置は図中に示す通りである。 $da/dN - \Delta K$ 関係としては、(3.25(2))式を用いた。破壊じん性値は、100、200、400MPa \sqrt{m} 、最大応力は400MPaとした。

図3.37に解析により得た疲労亀裂の進展性状を示す。また、図3.38に図3.37中に定義する亀裂寸法と応力繰返し回数との関係をしめす。いずれの場合も疲労寿命の大半は亀裂が小さい間で費やされており、疲労亀裂が板を貫通するまでの寿命が支配的となっている。したがって、溶接継手の疲労強度や寿命を疲労亀裂進展解析から予測する場合には、特に短い亀裂の進展に関する検討が重要である。

参考文献

- 1) Miki, C., Mori, T., Sasaki, T. and Sakamoto, K.: An Analysis of Fatigue Crack Growth from Blowholes in Logitudinal Welded Joints, 土木学会論文集、No.386, pp.73-81, 1987.
- 2) 三木千寿, 森猛, 阪本謙二, 柏木洋之: 前面溶接継手の疲労強度に対する継手寸法の影響, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 393-402, 1987.
- 3) A S M E: Boiler and Pressur Vesesel Code, Section XI, Rule for Inservice Inspection of Nuclear Power Plant Computers, 1983.
- 4) B S I: Guidance on Some Methods for the Derivation of Acceptance Level for Defects in Fusion Welded Joints, PD 6493, 1980.
- 5) J W E S: Method of Assessment for Defects in Fusion-Welded Joint with Respect to Brittle Fracture, WES 2850, 1980.
- 6) 三木千寿, 森猛, 佐々木利視, 竹名興英, 阪本謙二: 縦方向すみ肉溶接継手の疲労強度, 溶接学会論文集, Vol.4, No.2, pp.157-164, 1986.
- 7) Maddox, S. J.: An Analysis of Fatigue Crack in Fillet Welded Joints, International Journal of Fracture, Vol.11, No.2, pp.221-243, 1975.
- 8) Albrecht, P. and Yamada, K.: Rapid Calculation of Stress Intensity Factors, Proceedings of ASCE, Vol.103, No.ST 2, pp.377-389, 1977.
- 9) Irwin, G.R: Crack-Extension Force for a Part-Through Crack in a Plate, Journal of Applied Mechanics, Transactions of ASME, Vol.29, No.4, pp.651-654, 1962.
- 10) Newman, J. C. Jr.: A Review and Assesment of the Stress-Intensity Factors for Surface Cracks, ASTM STP 381, pp.30-83, 1965.

- 11) 岡村弘之：線形破壊力学入門，培風館，1977.
- 12) Paris, P.C and Sih, G.C. : Stress Analysis of Cracks, ASTM STP 381, pp.30-83, 1965.
- 13) 西谷弘信，村上啓宜：だ円板状き裂の応力拡大係数（引張り）、機械学会論文集、Vol.39, No.317, pp.7-14, 1973.
- 14) 西谷弘信，石田誠：主軸端にき裂をもつだ円孔の引張りにおける応力拡大係数、機械学会論文集、Vol.39, No.317, pp.7-14, 1973.
- 15) Paris, P. and Erdogan, F. : A Critical Analysis of Crack Propagation Law, Transactions of the ASME, Journal of Basic Engineering, Vol.85, pp.528-534, 1963.
- 16) Rolfe, S.T. and Barsom, J.M. : Fatigue Control in Structures, Applications of Fracture Mechanics, Prentice-Hall, Inc., 1977.
- 17) Okumura, T., Nishimura, T., Miki, C., and Hasegawa, K. : Fatigue Crack Growth Rates in Structural Steels, 土木学会論文集, No.322, pp.175-178, 1982.
- 18) Klesnil, M. and Luckas, P. : Influence of Strength and Stress History on Growth and Stabilisation of Fatigue Cracks, Engineering Fracture Mechanics, Vol.9, No.1, pp.77-92, 1972.
- 19) Miki, C., Mori, T., and Tajima, J., : Effect of Stress Ratio and Tensile Residual Stress on Near Threshold Fatigue Crack Growth, 土木学会論文集、No.368, pp.187-194, 1986.
- 20) Ohta, A., Sasaki, E., Nihei, M., Kosuge, M., Kanao, M., and Inagaki, M. : Fatigue Crack Propagation Rates and Threshold Intensity Factors for Welded Joints of HT80 Steel at Several Stress Ratios, International Journal of Fatigue, Vol.4, pp.233-237, 1982.
- 21) 榊原淳，堀川浩甫，森猛：低速度域における疲労き裂伝播挙動に及ぼす溶接残留応力の影響，溶接学会論文集，Vol.4, No.1, pp.193-199, 1986.
- 22) Maddox, S.J. : Assessing the Significance of Flaws in Welds Subject to Fatigue, Welding Journal, Vol.53, No.9, Welding Research Supplement, pp.401s-409s, 1974.
- 23) 飯田国広，安藤清，平田隆明：複数表面欠陥からの疲労亀裂伝播寿命評価，日本造船学会論文集，No.148, pp.284-293, 1981.
- 24) 久保雅邦，石田良三，北沢正彦，川北司郎：気温と構造物温度の実態調査による温度荷重の検討，土木学会第41回年次学術講演会講演概要集，I-170, 1986.
- 25) 伊藤，田中，佐藤：溶接ボンド部表面切欠きからの脆性破壊，造船学会論文集，No.193, pp. (1972)
- 26) 木内晃，青木満：バラツキを考慮した限界COD値とVシャルピー破面遷移温度の相関，溶接学会論文集，Vol.1, No.2, pp.261-267, 1983.
- 27) 長谷部茂雄，川口喜昭，有持和茂：脆性破壊発生特性からみた溶接継手ボンド部の材質評価に対する提案，溶接学会誌，Vol.44, No.1, pp.77-84, 1975.
- 28) 日本溶接協会鉄鋼部会技術委員会：J積分破壊基準に関する研究

表3.1 溶接構造用圧延鋼材のJIS規格(鋼板)

規格番号	種別		適用板厚 mm	化学成分%						引張試験					曲げ試験		衝撃試験			備考		
	規格名称	種類		記号	板厚範囲 mm	C	Si	Mn	P	S	板厚範囲 mm	降伏点 または 耐力 kgf/mm ²	引張 強さ kgf/mm ²	伸び			曲げ 半径 t:板厚	試験 片 JIS	試験 温度 ℃		吸収 エネルギー kgf·m	
														板厚範囲 mm	試験 片 JIS	%						
JIS G 3106- 1977 (1979)	溶接構造用圧延鋼材	1種	A	SM41A	100以下 50超100以下	0.23以下 0.25以下	-	2.5× C以上													1. 形状、寸法、重量およびその許容差はJIS G3193による。 2. 必要に応じて合金元素の添加は可。 3. 5種の炭素当量(Ceq)は0.44%以下とする。 ただし Ceq が0.44%をこえる鋼板については次の救済規定あり。 ・溶接部最高硬さ ・ビード曲げ なお Ceq の計算式は次による。 $Ceq = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14} (\%)$ 4. 熱処理を施した鋼材は記号の末尾にNまたはQを記す。 (例) SM50CN, SM58N, SM58Q 5. 曲げ試験片はJIS号とする。 6. 衝撃試験は板厚12mm以上に適用し、試験片は圧延方向より採取する。	
			B	SM41B	100以下 50超100以下	0.20以下 0.22以下	0.35以下	0.60 1.20	0.040以下	0.040以下	16以下 16超40以下 40超	25以上 24以上 22以上	41 - 52	5以下 5超16以下 16超50以下 40超	5号 1A号 1A号 4号	23以上 18以上 22以上 24以上	1.0 t	4号	0	2.8 以上		
			C	SM41C	50以下	0.18以下	0.35以下	1.40以下										4号	0	4.8 以上		
	2種	A	SM50A	100以下 50超100以下	0.20以下 0.22以下																	
		B	SM50B	100以下 50超100以下	0.18以下 0.20以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下	16以下 16超40以下 40超	33以上 32以上 30以上	50 - 62	5以下 5超16以下 16超50以下 40超	5号 1A号 1A号 4号	22以上 17以上 21以上 23以上	1.5 t	4号	0	2.8 以上			
		C	SM50C	50以下	0.18以下												4号	0	4.8 以上			
	3種	A	SM50YA	50以下	0.20以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下	16以下 16超40以下 40超	37以上 36以上 34以上	50 - 62	5以下 5超16以下 16超50以下 40超	5号 1A号 1A号 4号	10以上 15以上 19以上 21以上	1.5 t	-	-	-			
		B	SM50YB	50以下													4号	0	2.8 以上			
	4種	B	SM53B	50以下	0.20以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下	16以下 16超40以下 40超	37以上 36以上 34以上	53 - 65	5以下 5超16以下 16超50以下 40超	5号 1A号 1A号 4号	10以上 15以上 19以上 21以上	1.5 t	4号	0	2.8 以上			
		C	SM53C	50以下													4号	0	4.8 以上			
	5種	SM58	6-50	0.18以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下	16以下 16超40以下 40超	47以上 46以上 44以上	58 - 73	6以上16以下 16超 20超	5号 5号 4号	19以上 26以上 20以上	1.5 t	4号	-5	4.8 以上				

表3.2 要求 νE 値から求めた限界応力拡大係数

鋼材	温度(°C)	$\nu E(N-m)$	$K_{Ic}(MPa\sqrt{m})$
SM41	0	2.8	183 (174)
SM50	0	2.8	159 (151)
SM50Y	0	2.8	150 (142)
SM58	-10	4.8	173 (173)
HT70	-35	4.8	151 (175)
HT80	-40	4.8	140 (167)

表3.3 限界応力拡大係数(限界COD値より変換)

鋼材	平均	1標準偏差	2標準偏差	要求 νE
SM41	247	163	108	174
SM50	289	192	127	151
SM50Y	289	192	127	142
SM58	337	224	149	173
HT70	393	263	175	175
HT80	461	309	207	167

表3.4 $\epsilon = 10^{-3}/\text{sec}$ での限界応力拡大係数

($MPa\sqrt{m}$)

鋼材	平均	1標準偏差	2標準偏差	温度(°C)
SM41	205	135	89	-36°C
SM50	252	166	110	-33°C
SM50Y	255	169	112	-32°C
SM58	309	205	136	-28°C
HT70	370	247	165	-24°C
HT80	443	297	199	-20°C

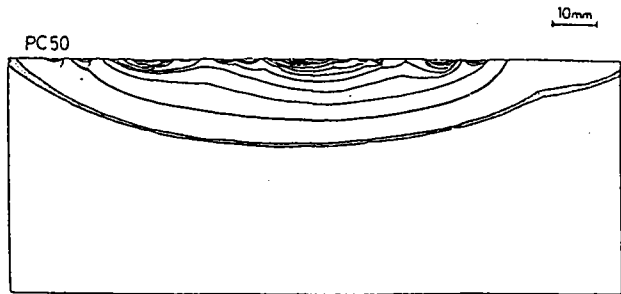
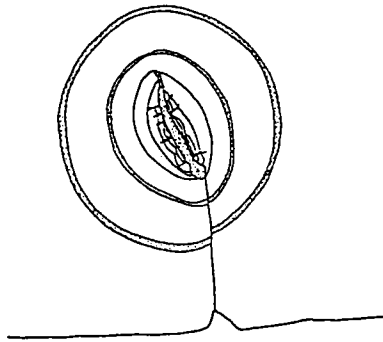
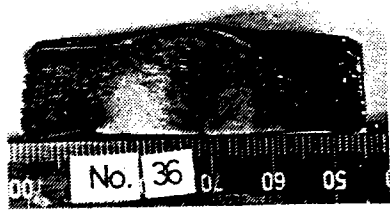


図3.1 疲労亀裂の進展性状

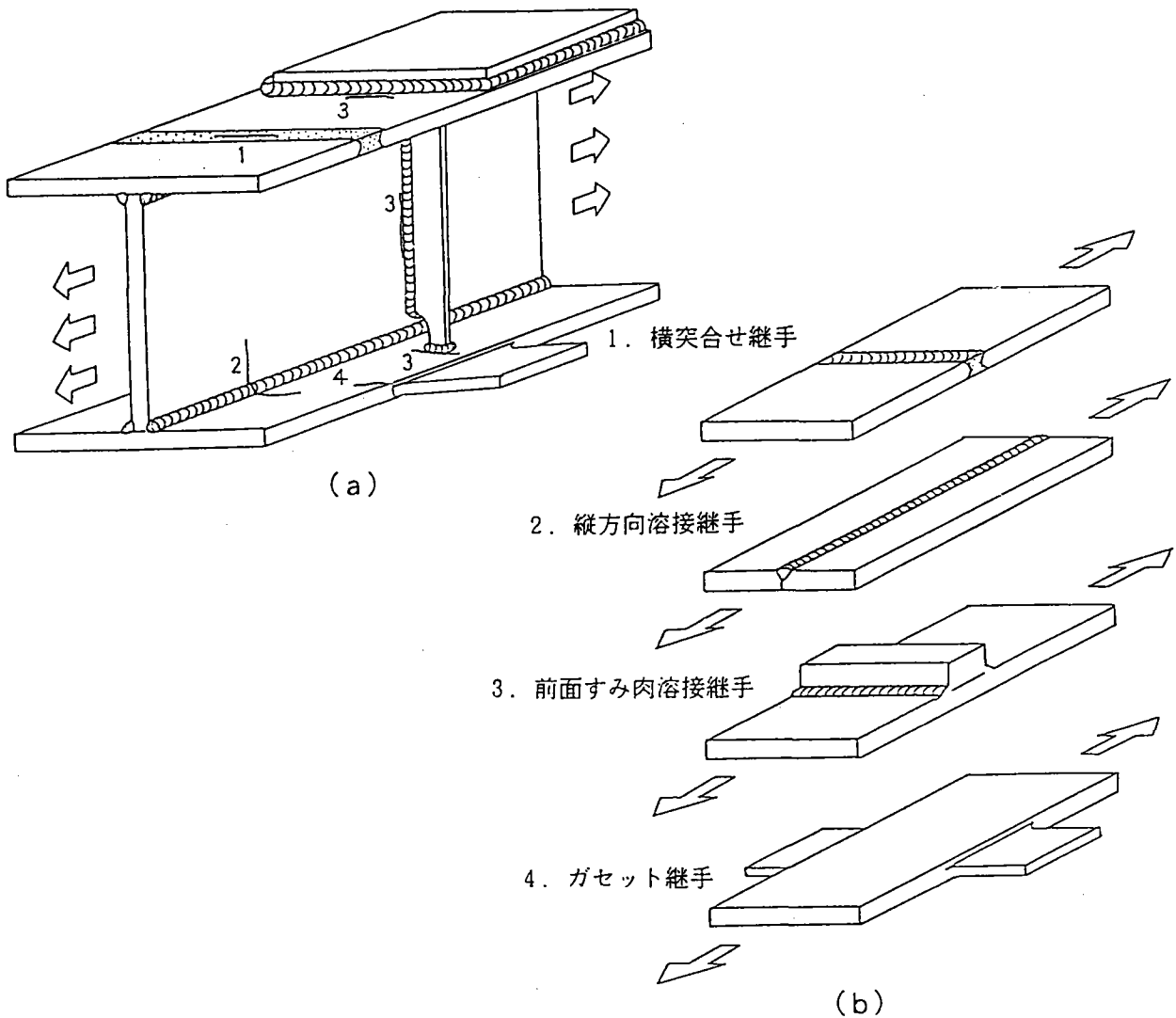


図3.2 鋼橋に用いられる代表的な継手

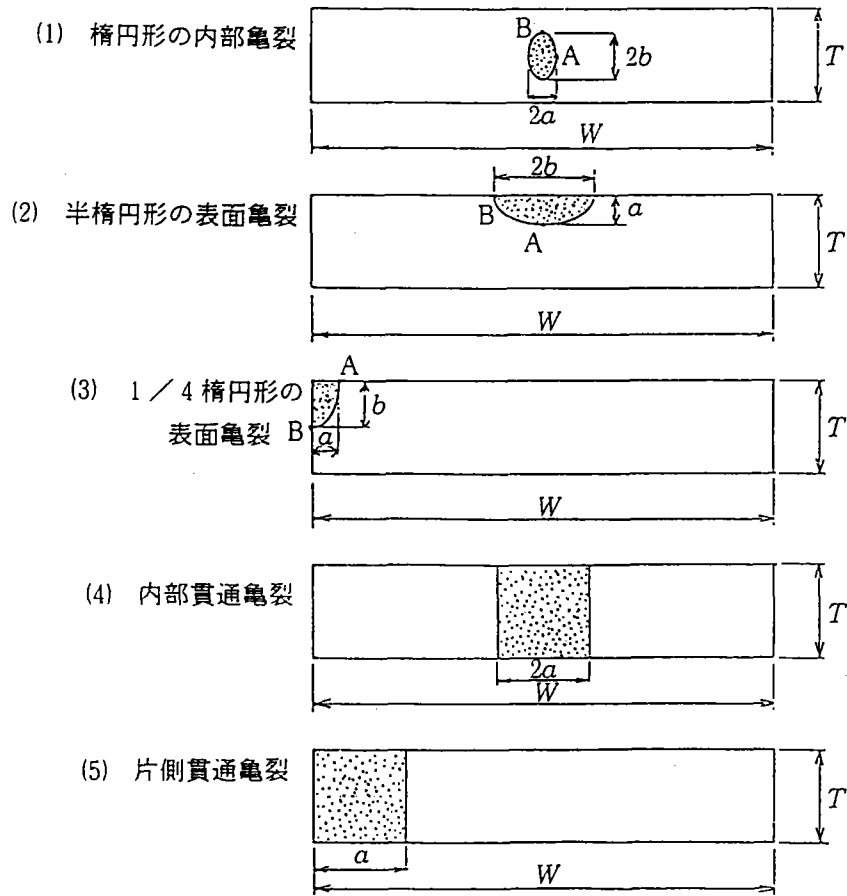


図3.3 疲労亀裂のモデル化

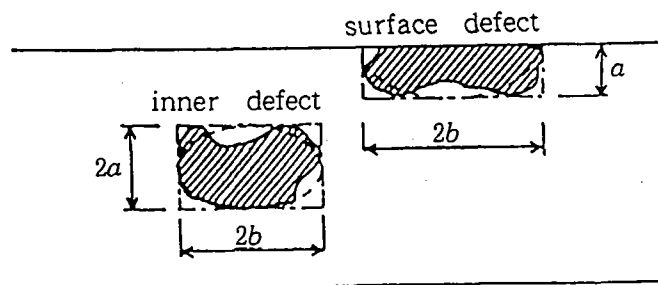


図3.4 溶接欠陥の亀裂への置き換え

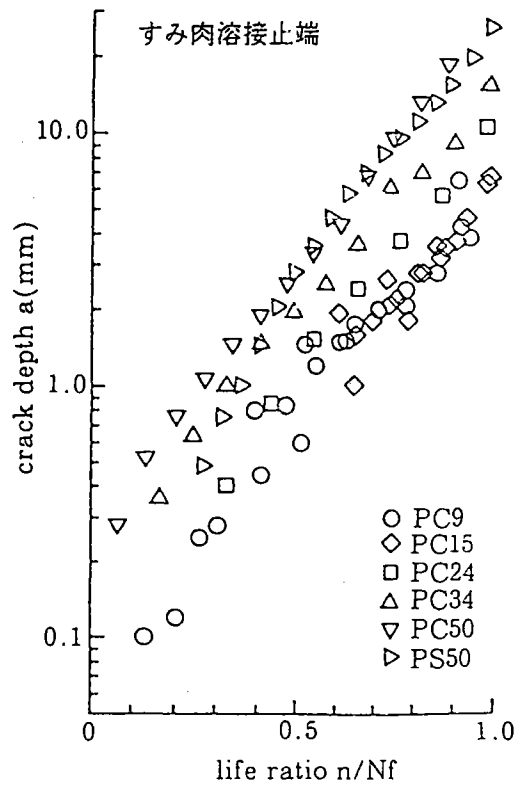
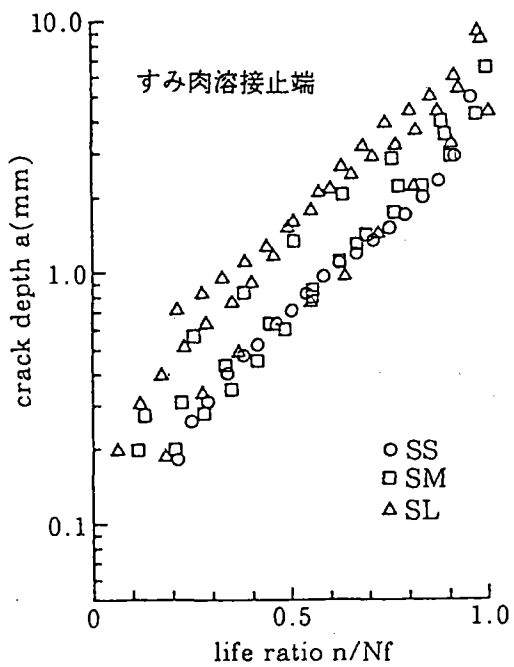
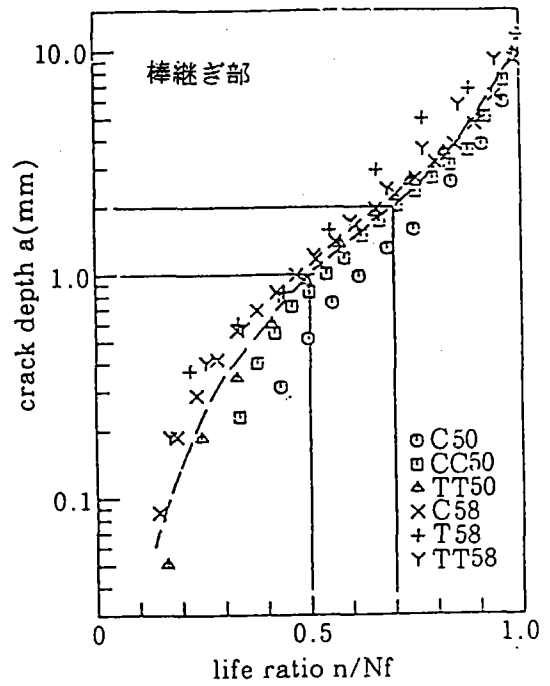
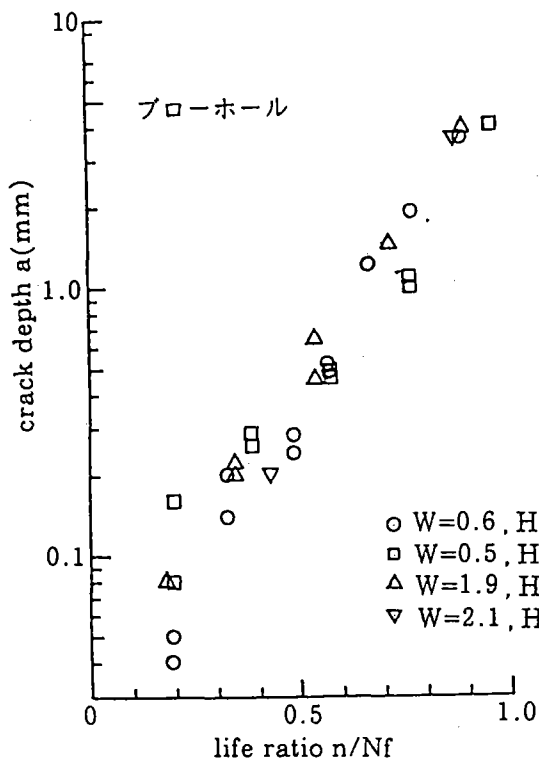


図3.5 亀裂深さと寿命比の関係

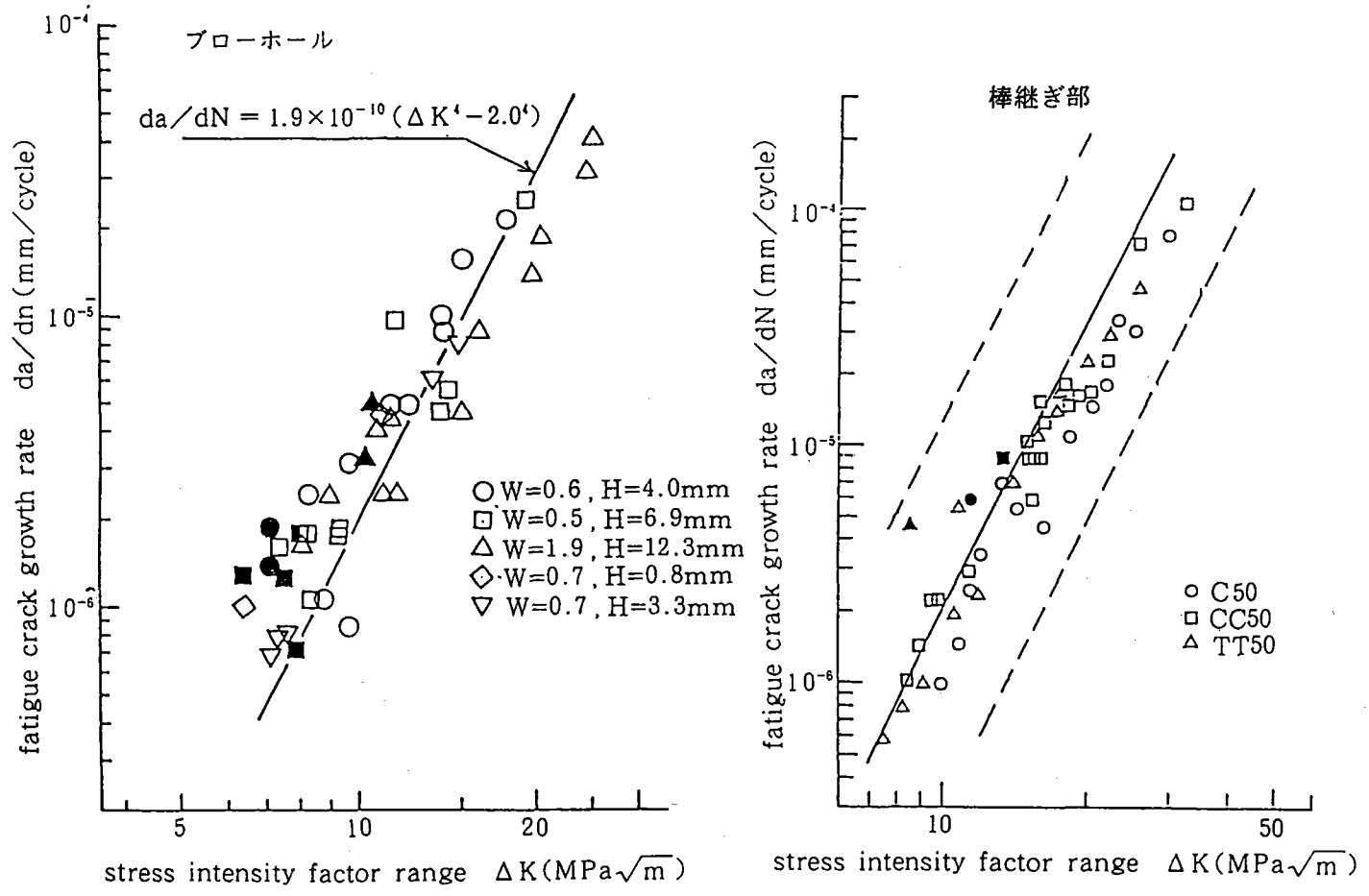


図3.6 溶接部に生じる疲労亀裂の進展速度

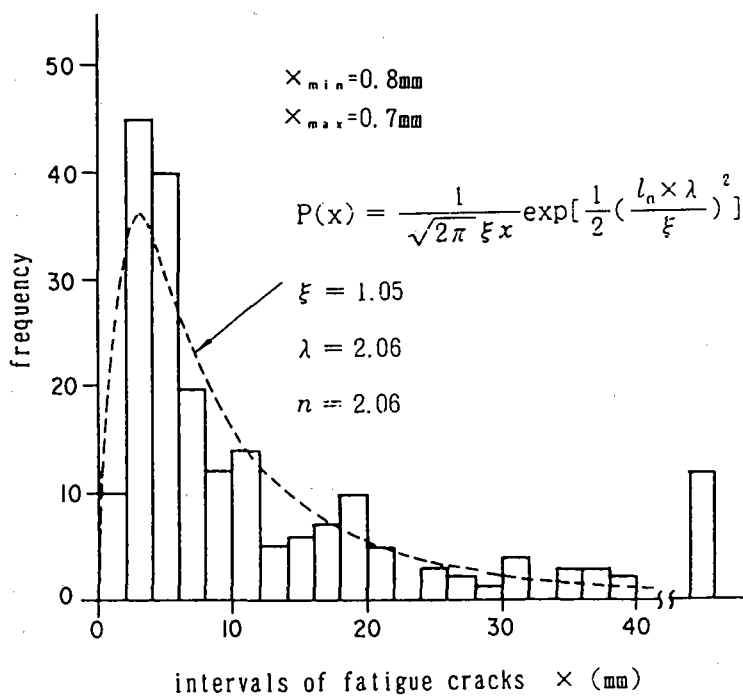
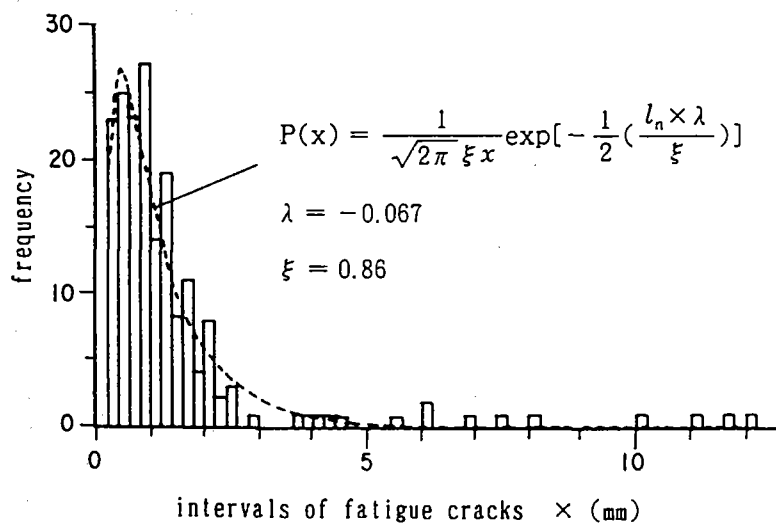


図3.7 疲労亀裂発生間隔の分布

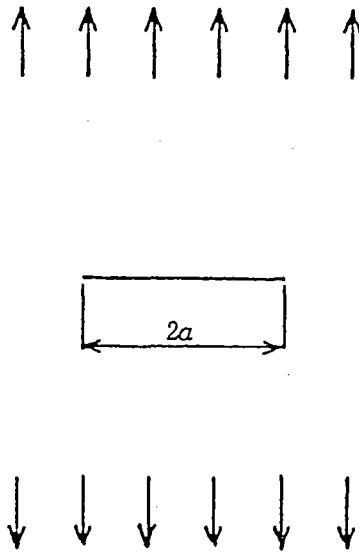


図3.8 無限板中の貫通亀裂

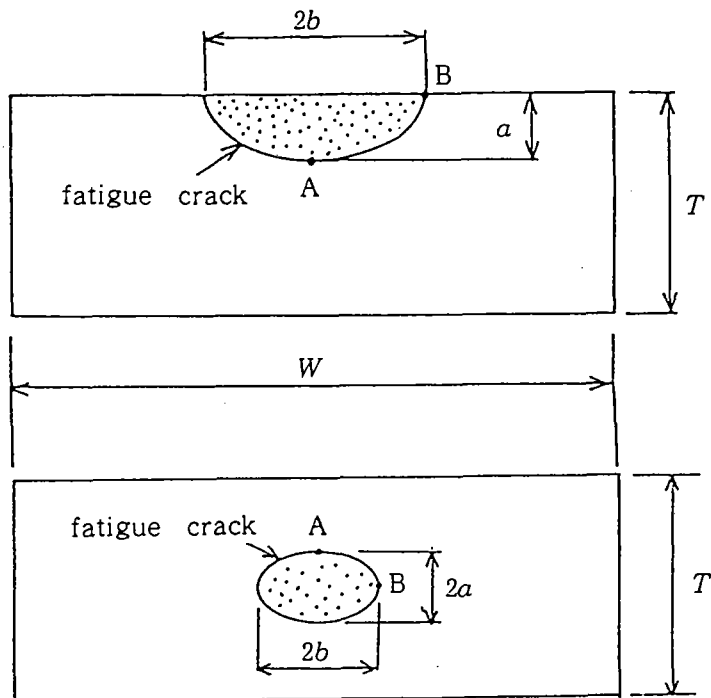


図3.9 溶接継手部に生じる疲労亀裂の形状

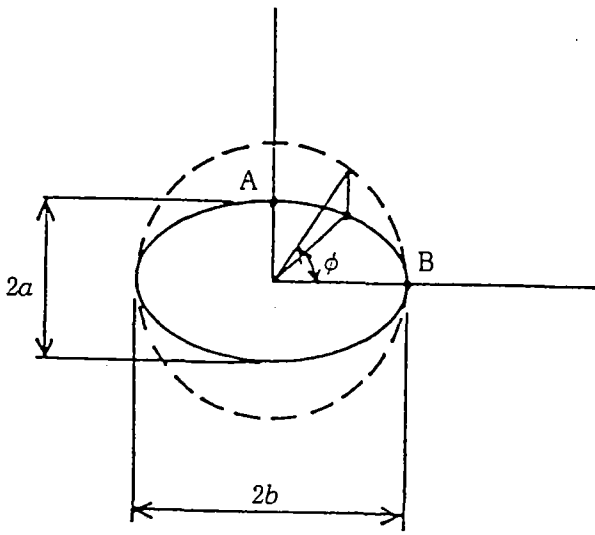


図3.10 楕円形の亀裂

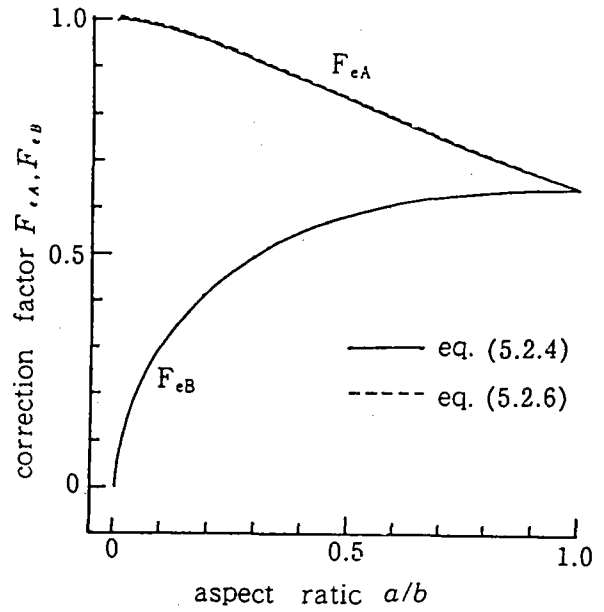


図3.11 亀裂形状に対する応力拡大係数の補正係数

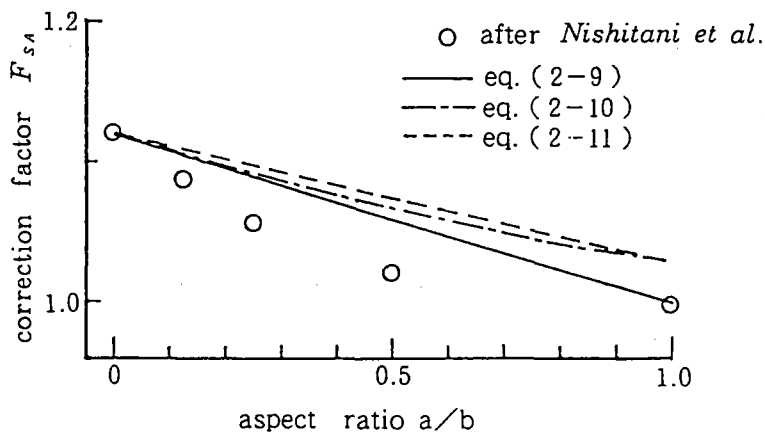


図3.12 亀裂が自由表面を有することに対する補正係数

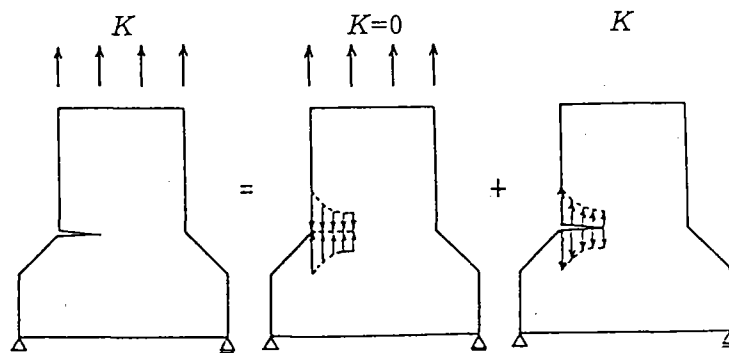


図3.13 重ね合わせの原理

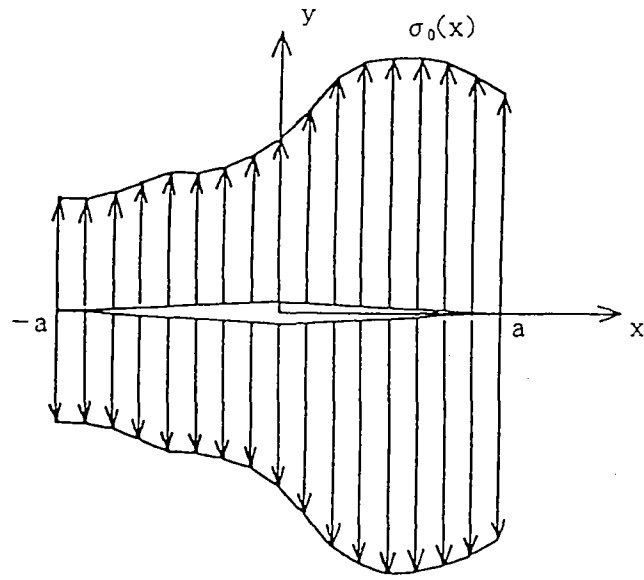


図3.14 亀裂面に作用する上下対称な分布力

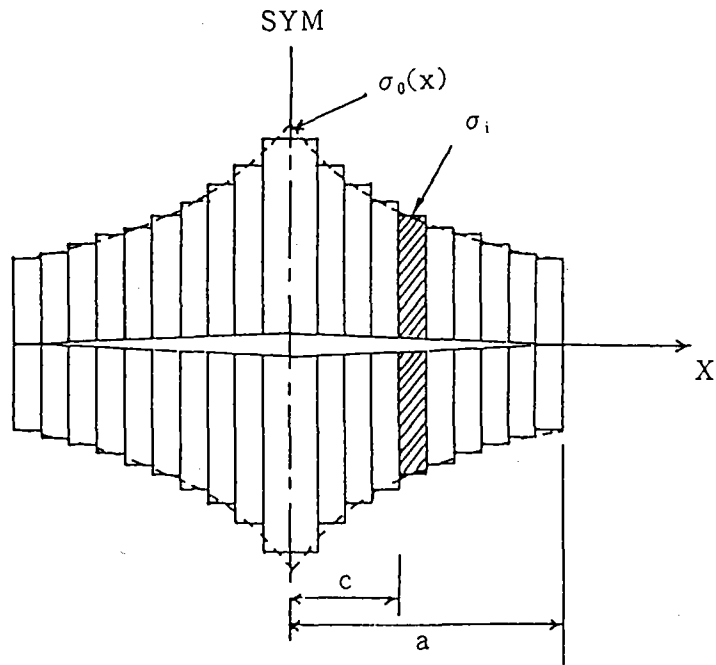


図3.15 亀裂面に作用する上下左右対称な分布力

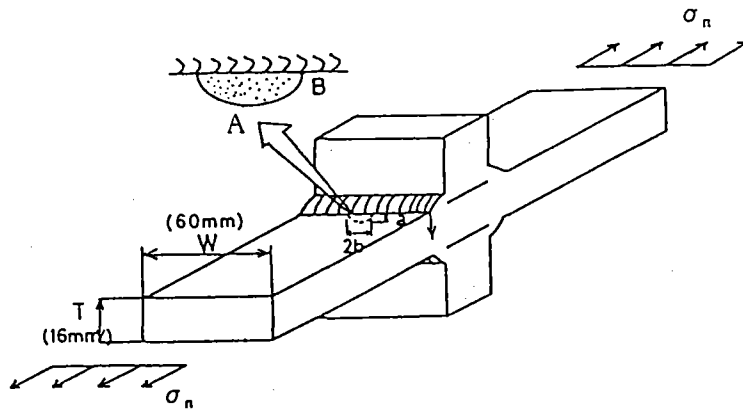


図3.16 F_g の解析モデル

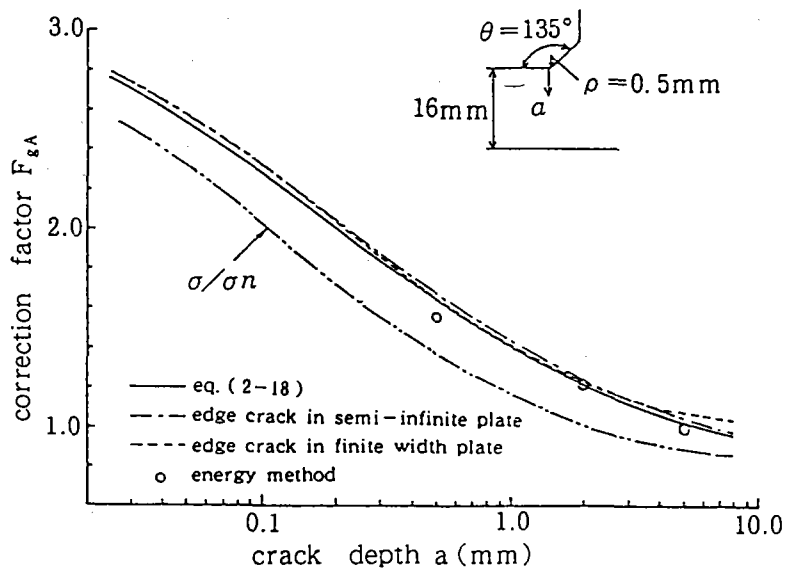


図3.17 F_g の解析結果

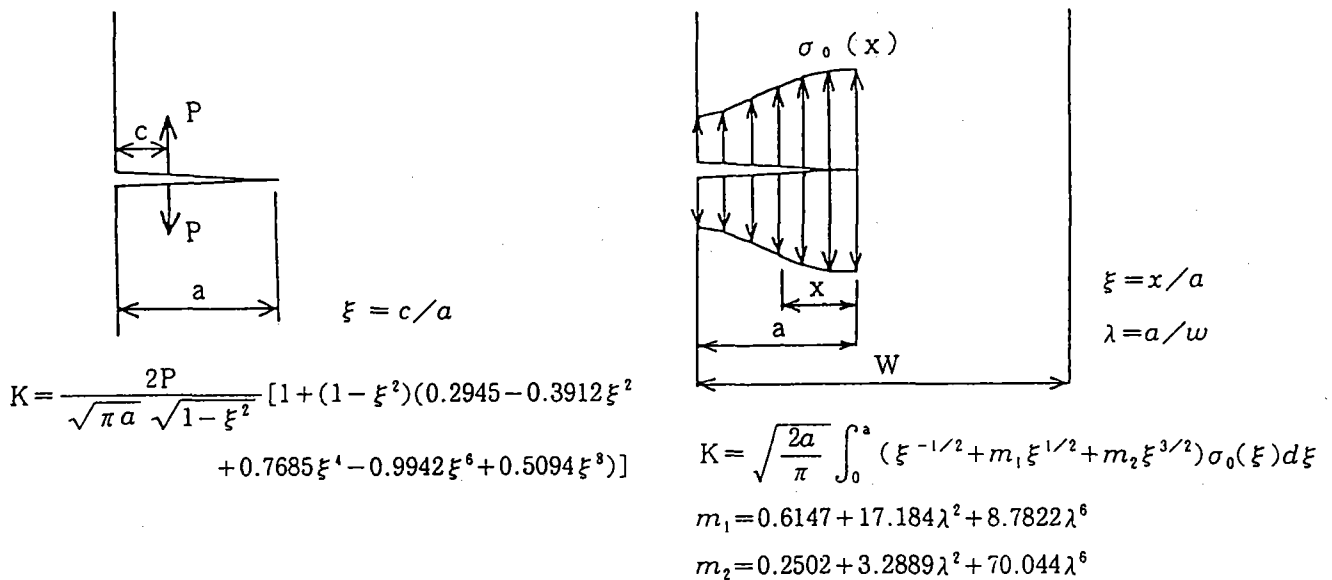


図3.18 片側亀裂の面に分布力が作用する場合の応力拡大係数

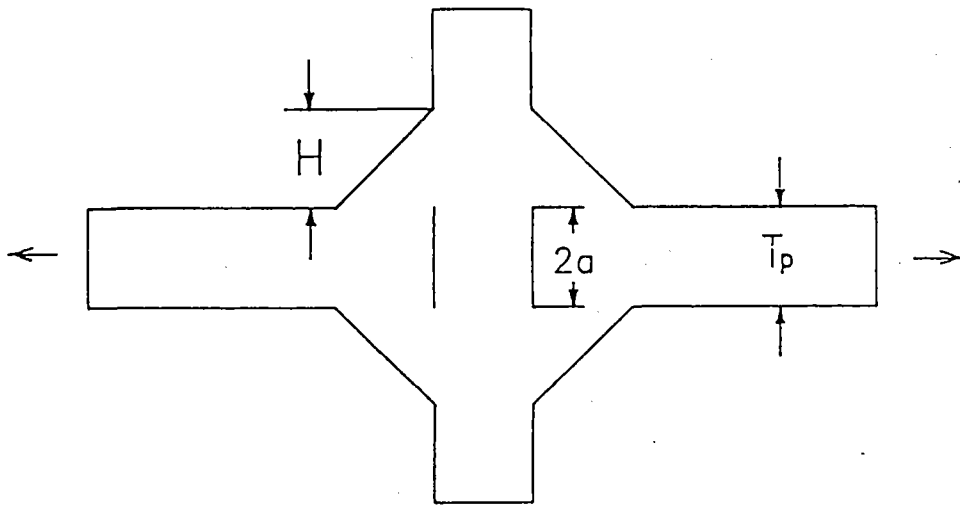


図3.19 荷重伝達型十字すみ肉溶接継手（ルート部からの亀裂）

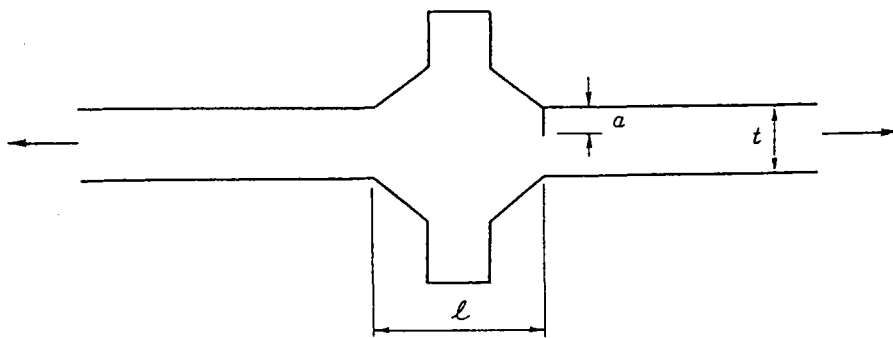


図3.20 荷重非伝達型十字すみ肉溶接継手（止端部からの亀裂）

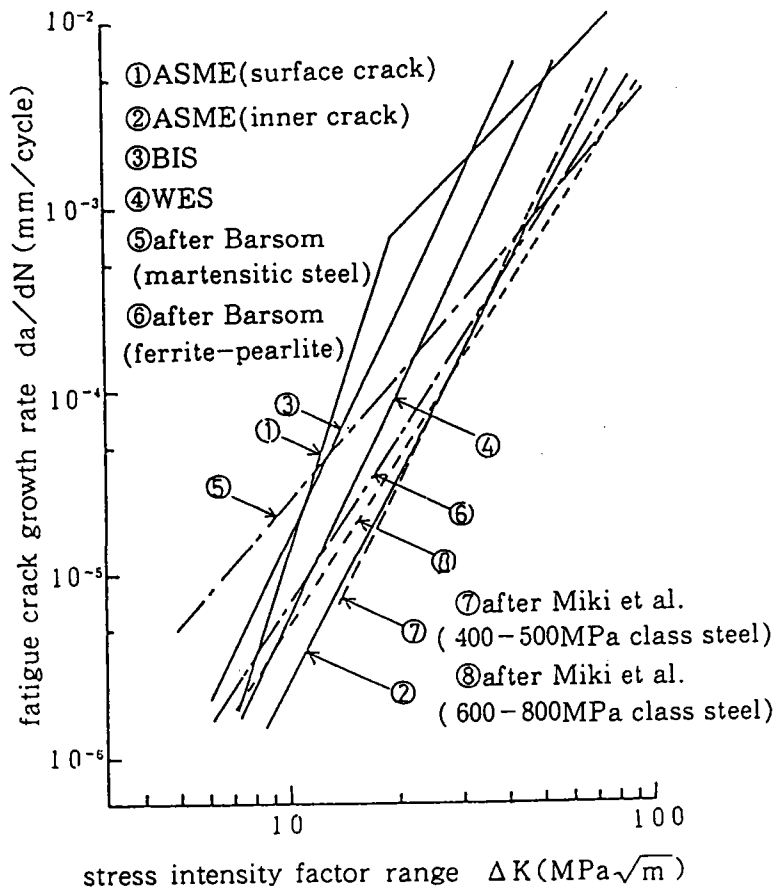


図3.21 欠陥評価基準で用いられている $da/dN - \Delta K$ 関係

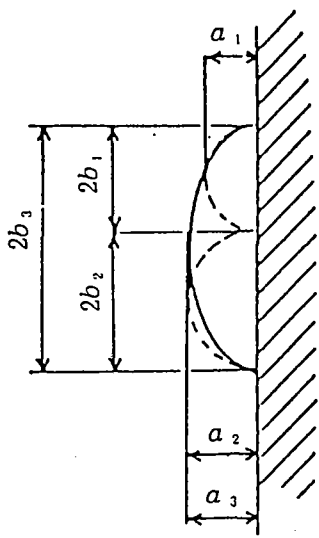


図3.22 亀裂合体の定義

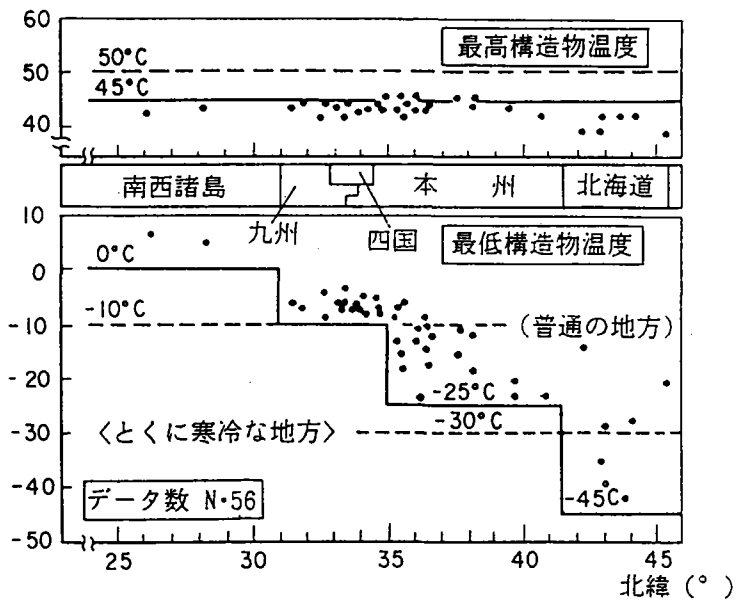


図3.23 構造物温度の100年期待値

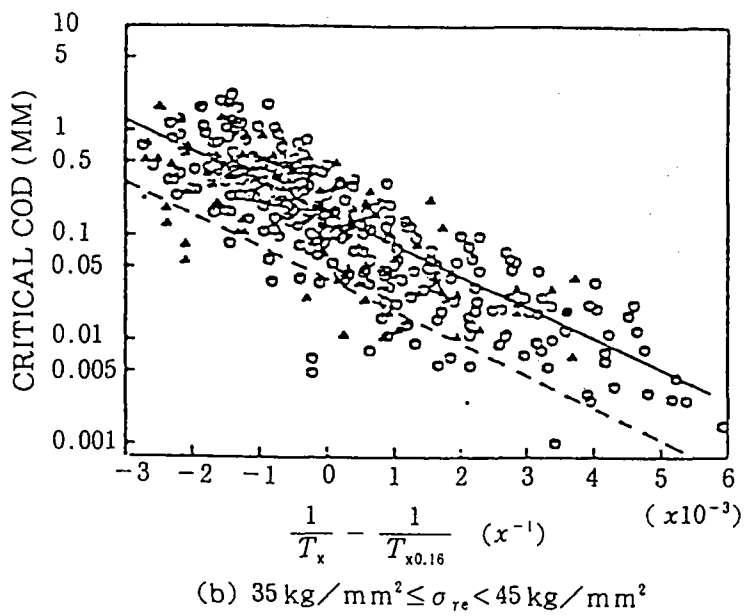
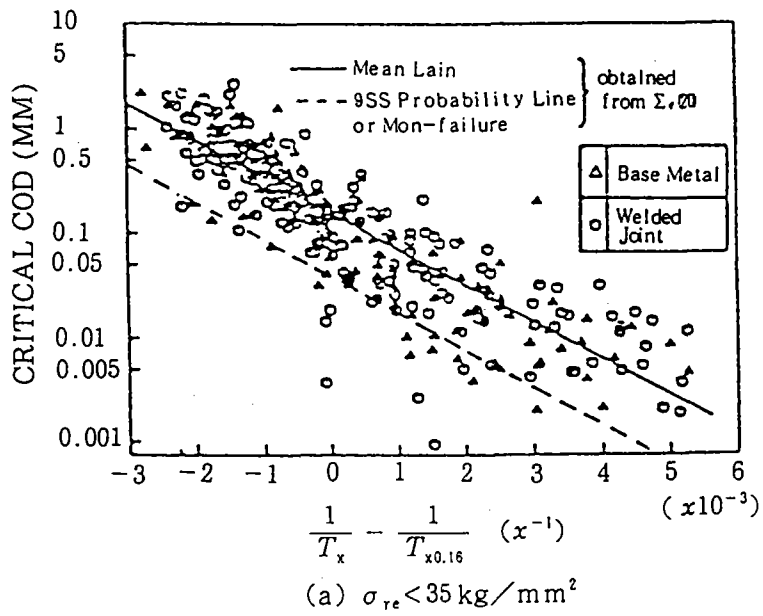
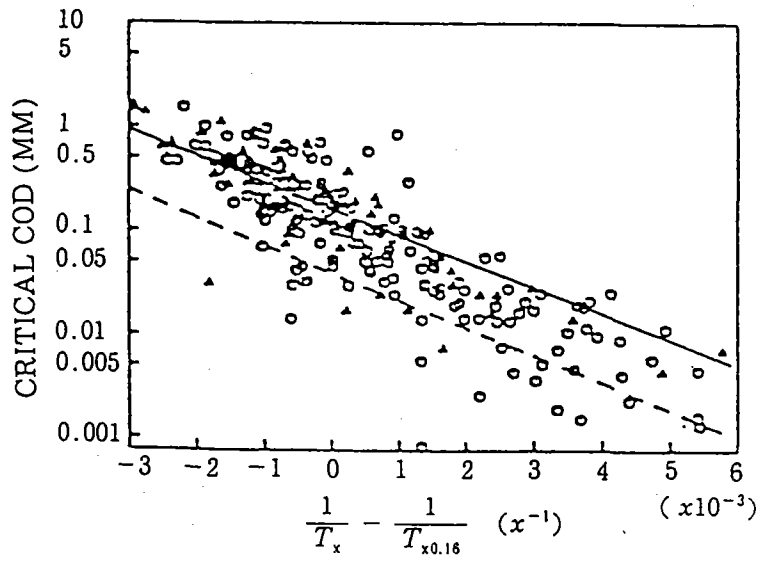
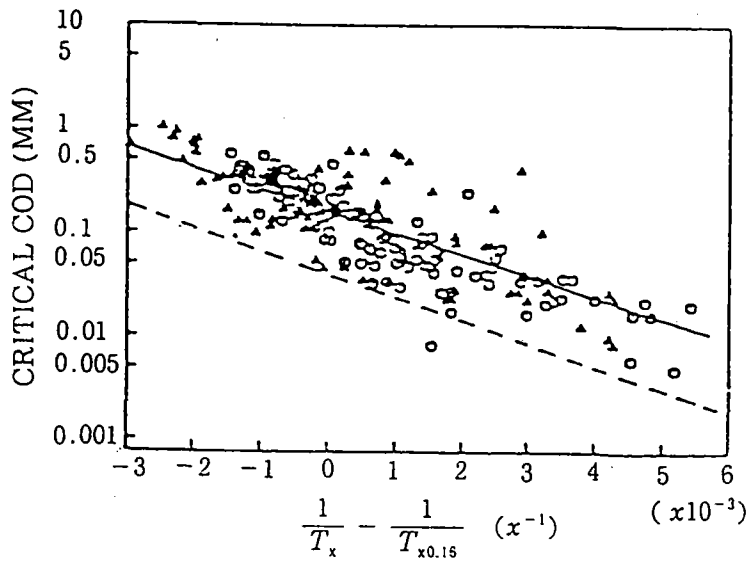


図3.24 限界COD値の分布²⁶⁾



(c) $45 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{re} < 65 \text{ kg/mm}^2$



(d) $\sigma_{re} \geq 265 \text{ kg/mm}^2$

図3.24 限界COD値の分布²⁶⁾

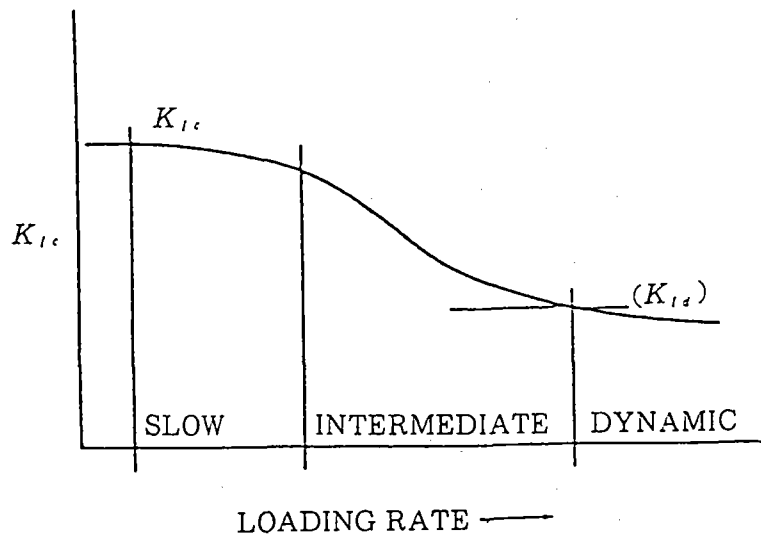


図3.25 破壊じん性値に及ぼすひずみ速度の影響¹⁶⁾

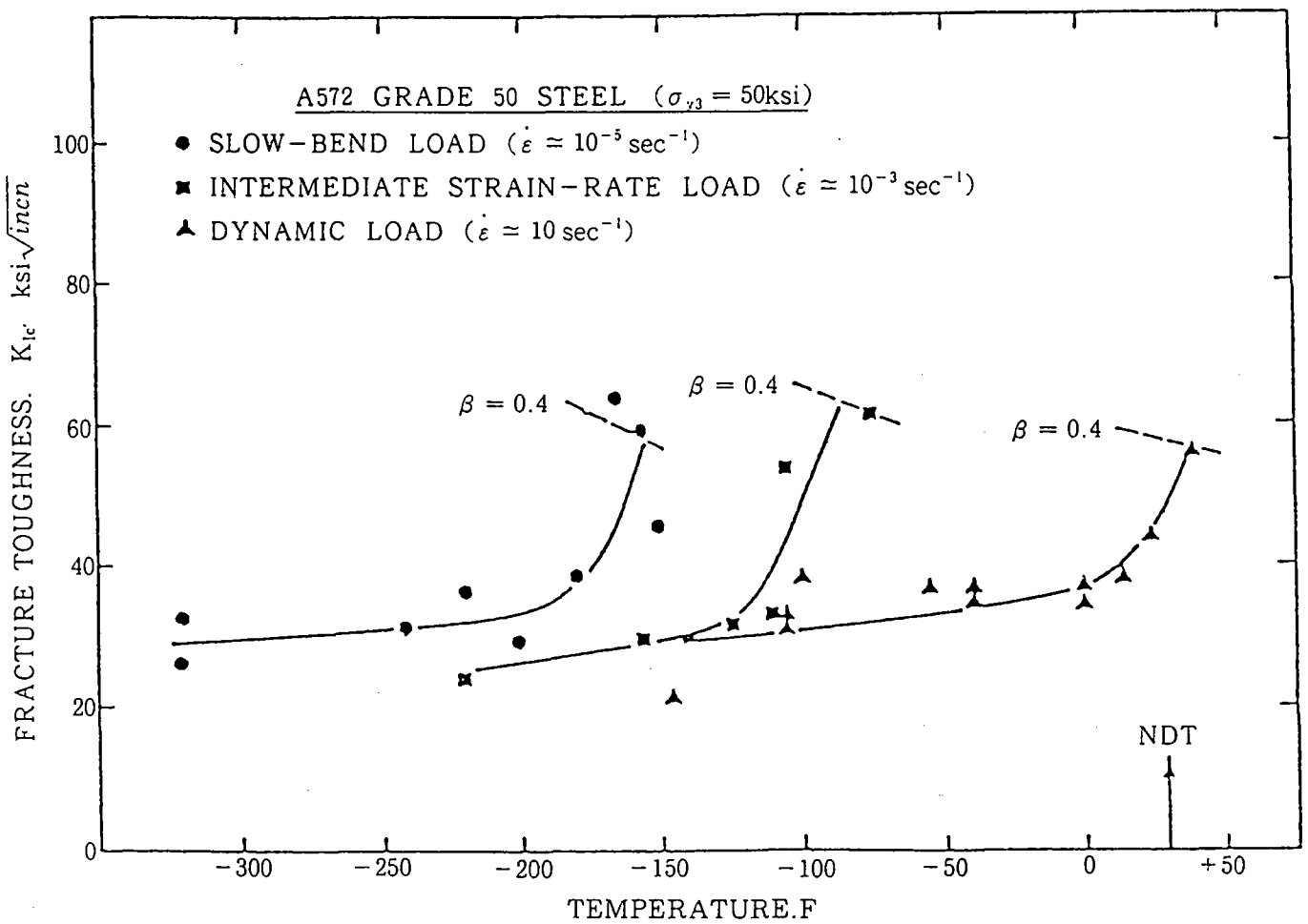


図3.26 破壊じん性値と温度の関係¹⁶⁾

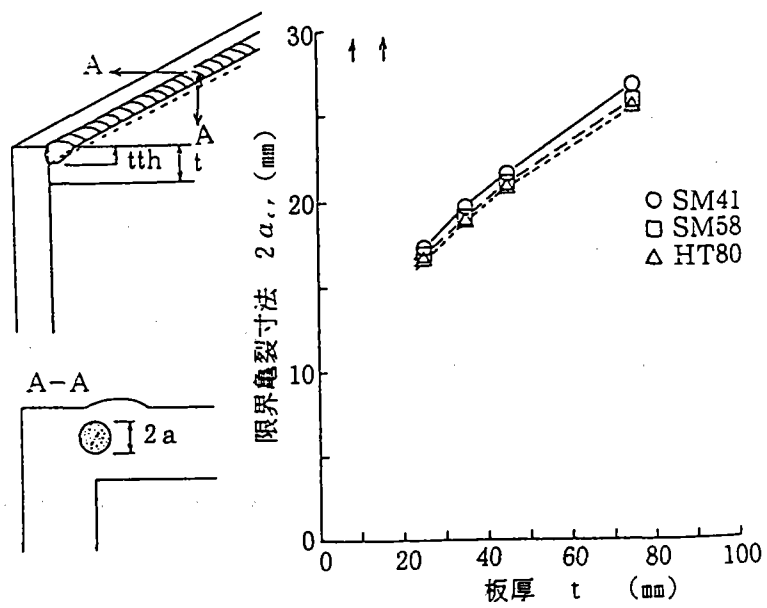


図3.27 限界亀裂寸法の計算例（角継手）

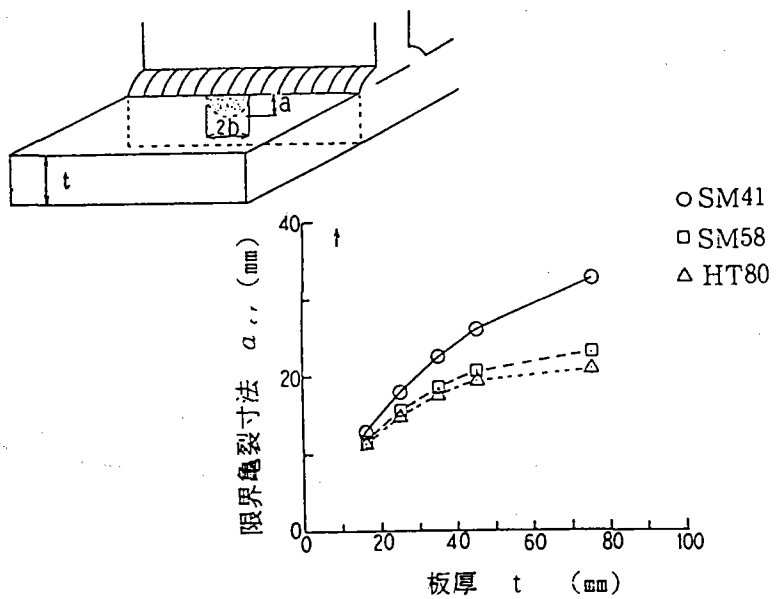


図3.28 限界亀裂寸法の計算例（前面すみ肉継手）

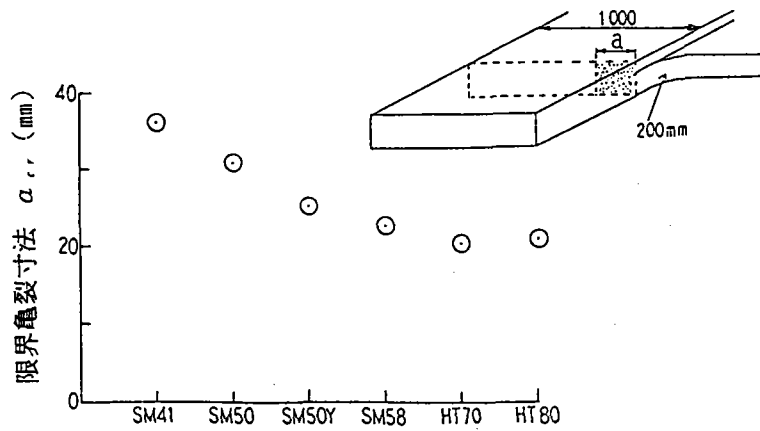


図3.29 限界亀裂寸法の計算例（面内ガセット継手）

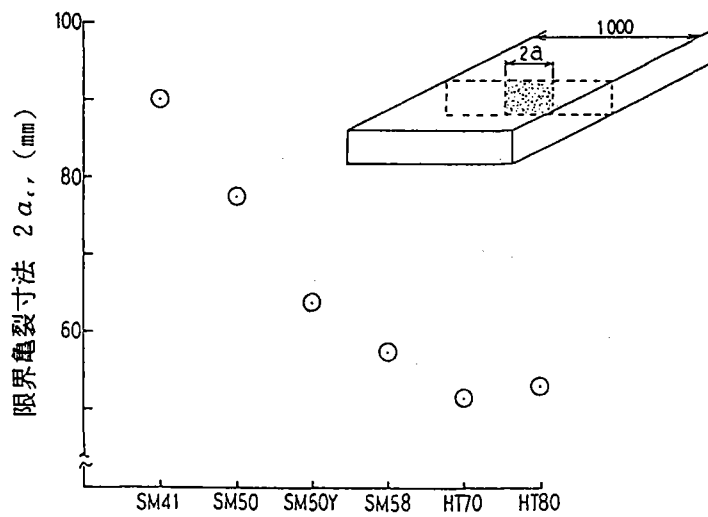


図3.30 限界亀裂寸法の計算例（中央貫通亀裂）

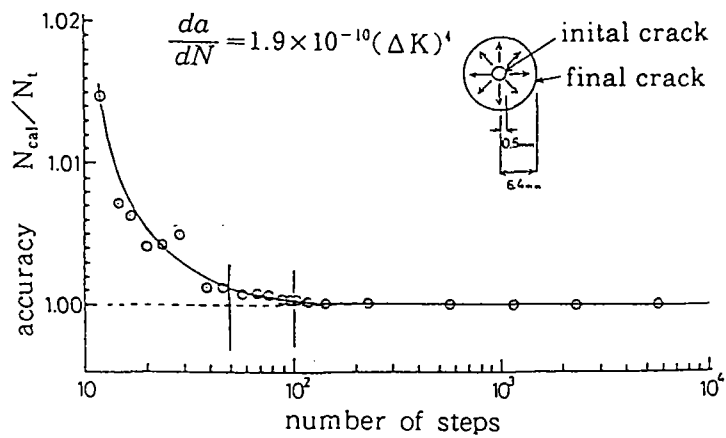


図3.31 疲労亀裂進展寿命の計算精度

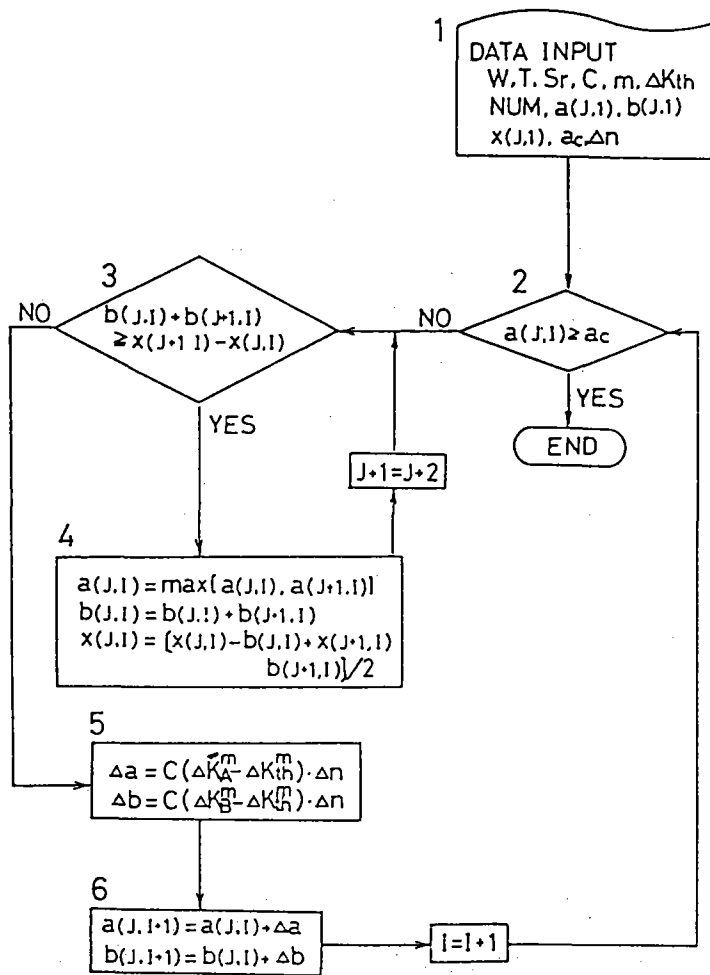


図3.32 疲労亀裂進展の解析手順

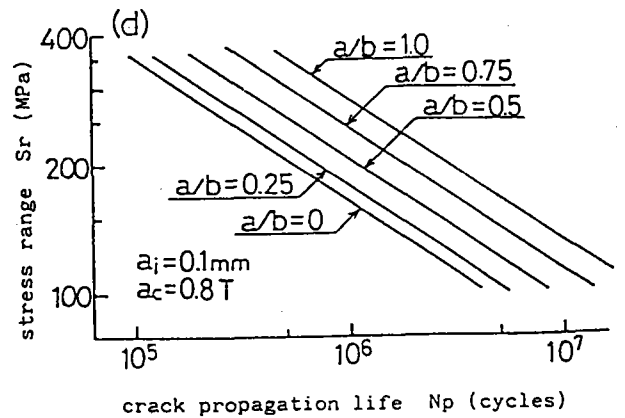
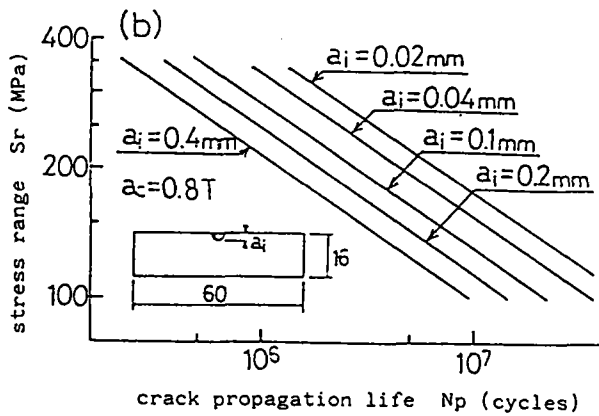
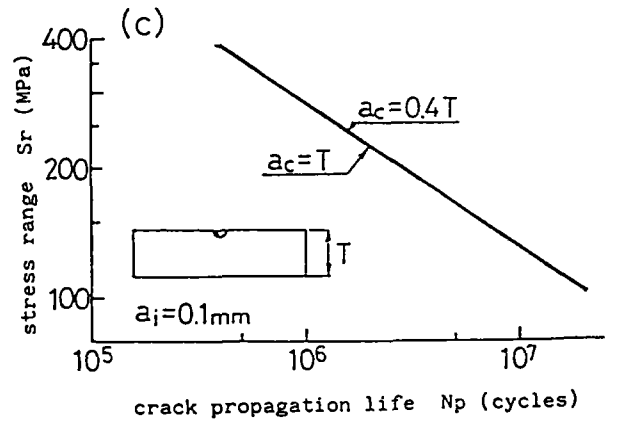
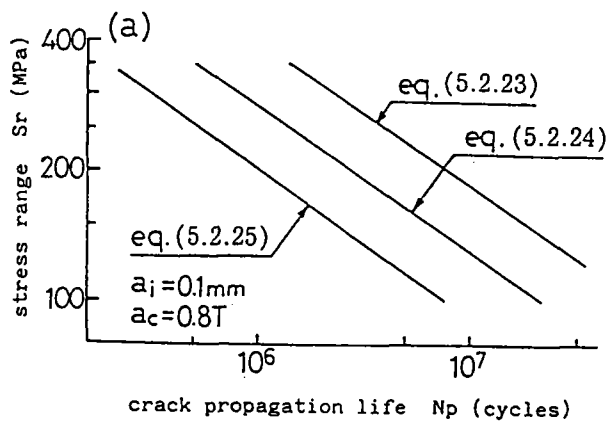
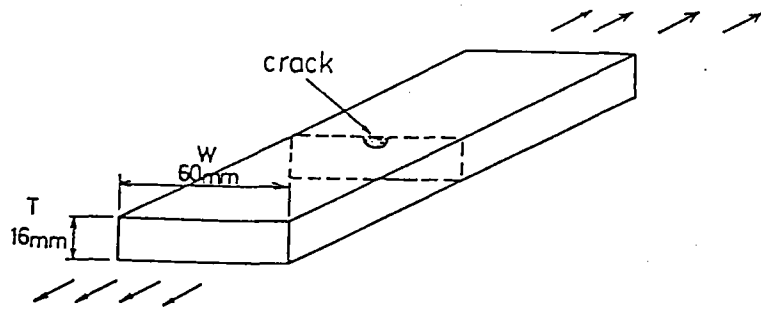


図3.33 疲労亀裂進展寿命に及ぼす諸因子の影響

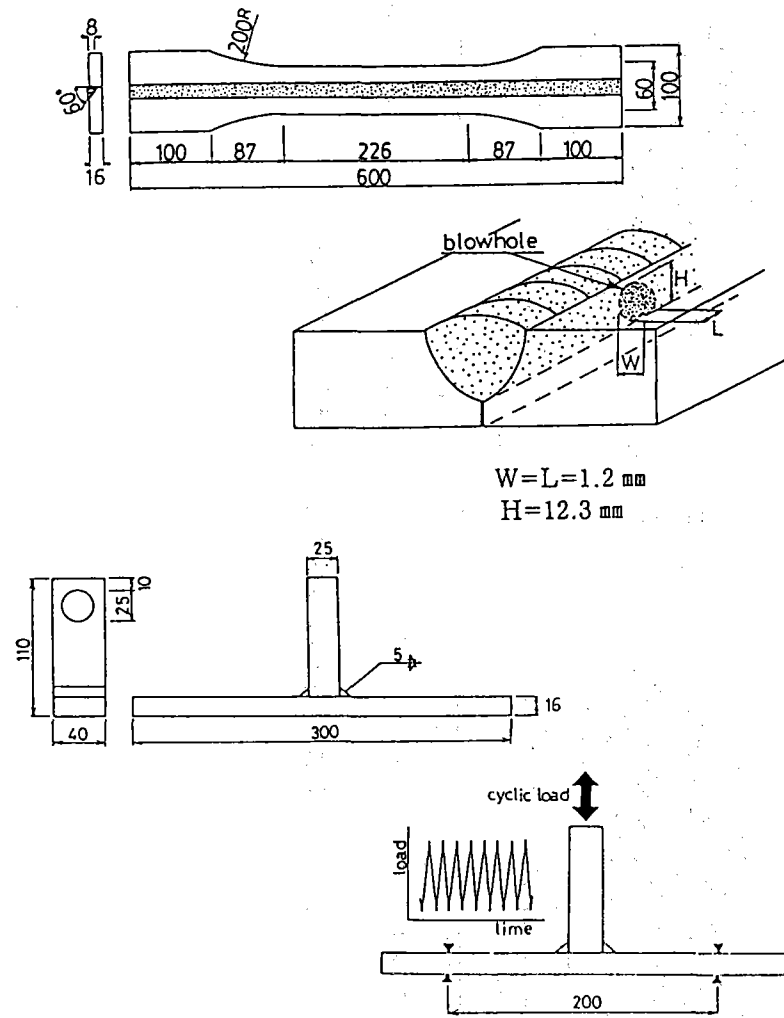


図3.34 解析対称

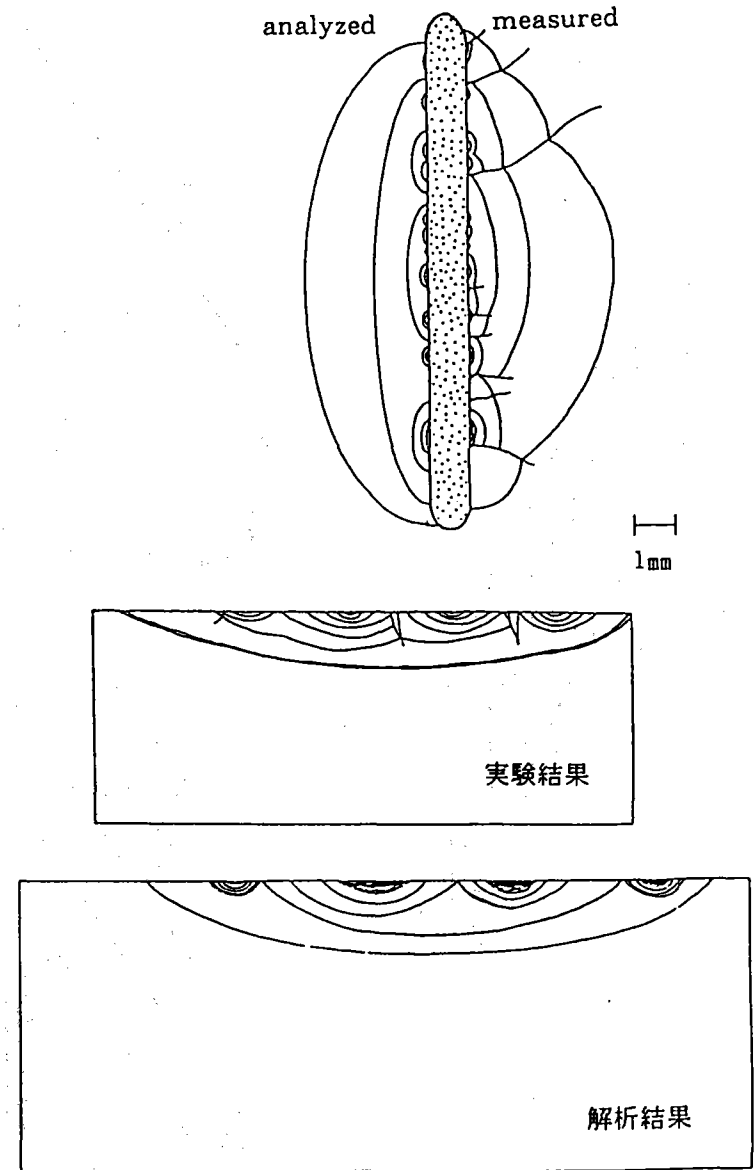


図3.35 解析結果と実験結果

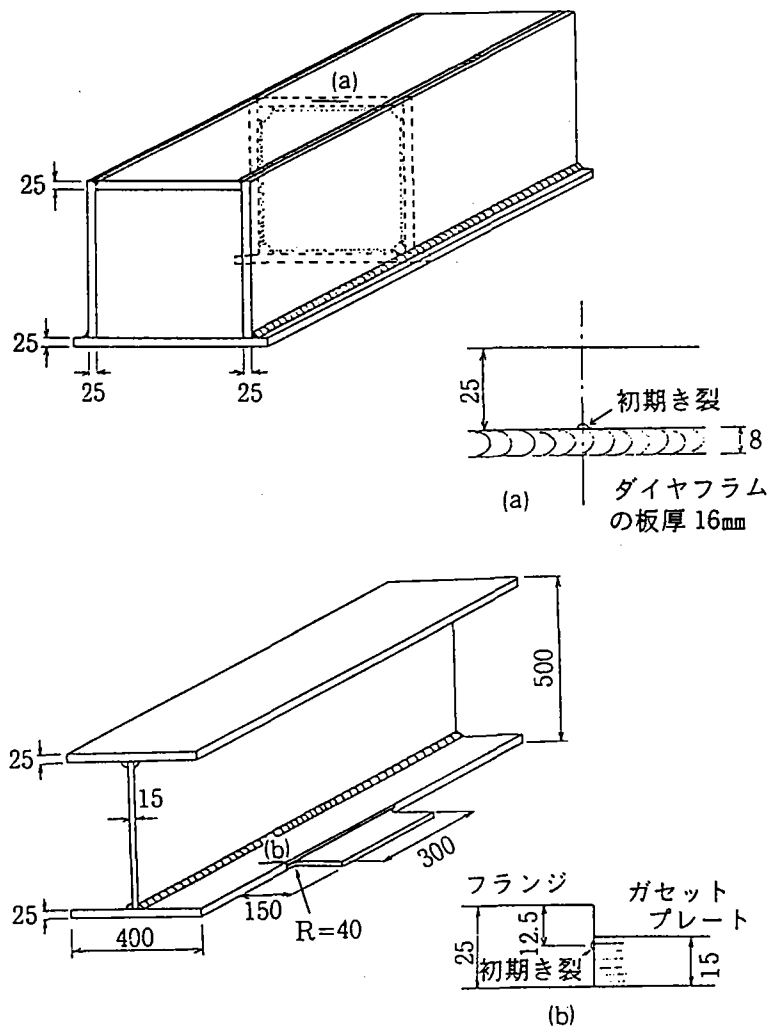


図3.36 疲労亀裂進展の解析対象

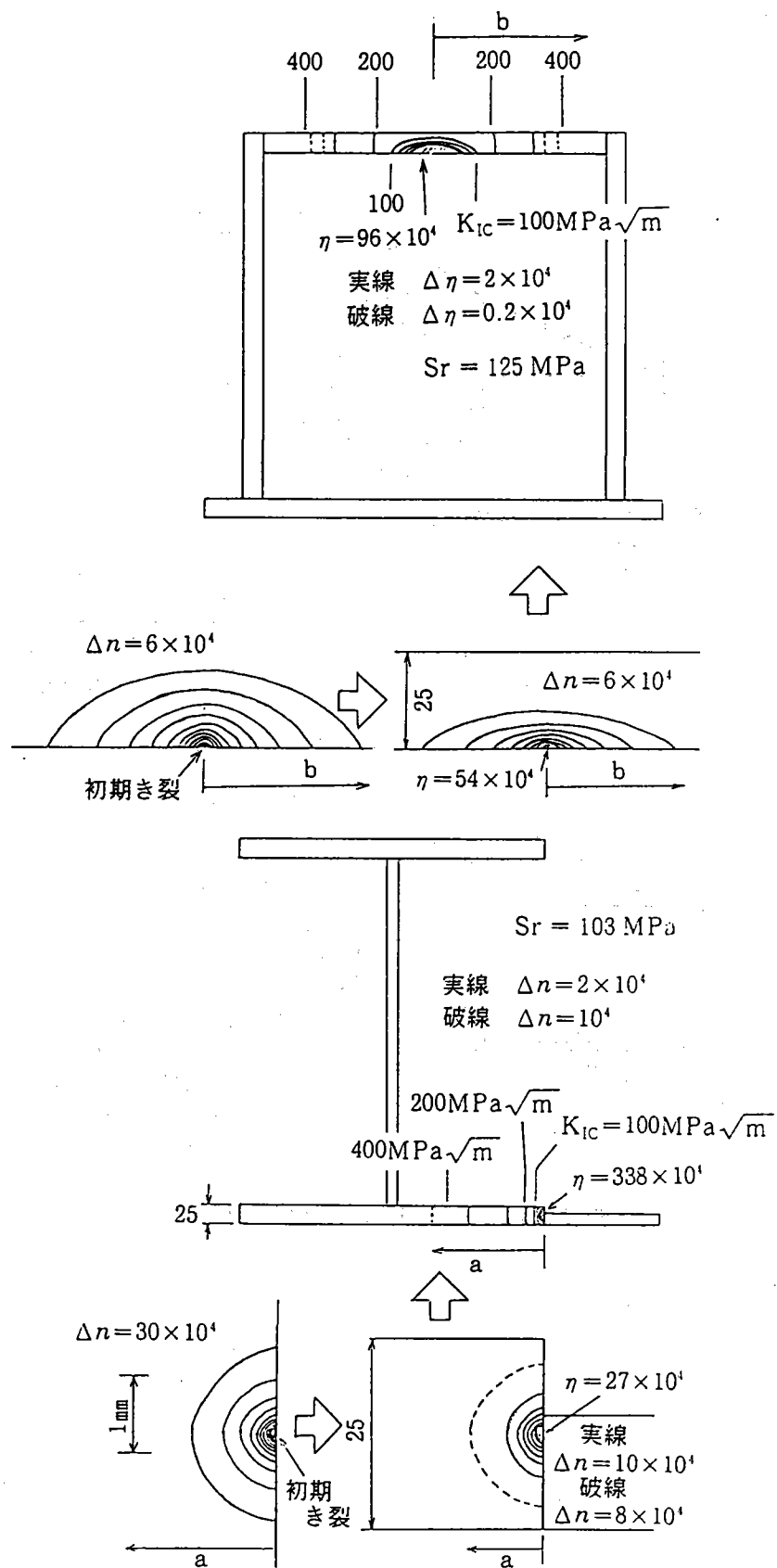


図3.37 疲労亀裂進展解析結果

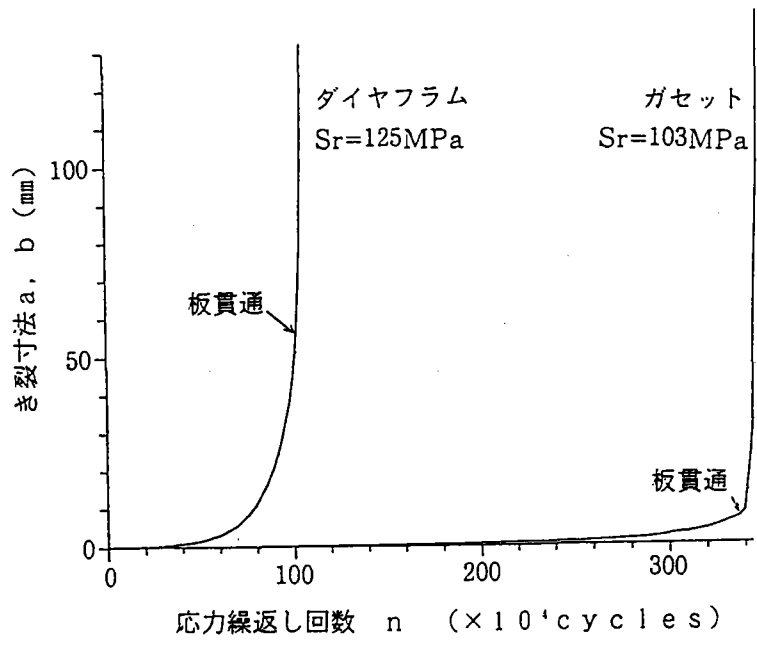


図3.38 疲労亀裂進展曲線

第4章 変動振幅応力下の疲労寿命評価

4.1 はじめに

鋼橋の疲労照査に不可欠な部材や継手部の疲労強度は一定振幅応力試験により求められることが多い。しかし、橋梁に作用する荷重（主として車両）は一定ではなく、様々な大きさで異なる位置に作用する。したがって、荷重により部材に生じる応力も一定であることは稀であり、通常は複雑な波形となる。このような変動振幅応力下の疲労強度あるいは疲労寿命の評価は以下の手順で行なわれることが多い。

- ① 変動振幅応力に対してレインフローなどの応力範囲頻度分布解析方法（応力計数法）を適用し、応力範囲の頻度分布を求める。
- ② ①で求めた応力範囲頻度分布および一定振幅応力試験より求めた応力範囲と疲労寿命の関係を基に、Palmgren-Minerの方法などの線形累積被害則を利用して疲労強度あるいは疲労寿命を求める。

ここでは、代表的な応力範囲頻度分布解析方法および線形被害則について簡単に説明する。また、近年特に発展した疲労亀裂進展解析による寿命予測方法についても若干の説明を加える。

4.2 応力範囲頻度解析

本節では、代表的な応力範囲頻度解析方法としてピーク法、レンジ法、レンジペア法、レインフロー法を採り上げ、簡単に説明するとともに、それらの方法を人為的に作成した2つの変動振幅応力に適用し、応力範囲の頻度分布を計算した結果を示す。なお、応力範囲頻度解析法としては、現在レインフローが最も信頼のおけるものとされ使用されることが多いようである。

4.2.1 応力範囲頻度解析方法

(1) ピーク法¹⁾

応力変動波形の極大値と極小値をそれぞれ計数し、それらの分布を求める方法である。したがって、直接応力範囲の分布を求めることはできない。

(2) レンジ法¹⁾

隣り合う極大値と極小値の差を半波として応力範囲を計数する方法である。

(3) レンジペア法¹⁾

予め、あるレベルの応力範囲 r_i を設定する。初めの極小値を基準極小値 σ_{LB} 、初めの極大値を基準極大値 σ_{HB} とする。まず、極小値より応力の変動が始る場合を考える。応力 σ が上昇し、 $(\sigma - \sigma_{LB})$ が r_i を超えたら計数をする準備状態に入る。さ

らに応力が上昇すると、初めの極大値 σ_H に達する。その後、応力 σ は減少する。その時、 $(\sigma_H - \sigma)$ が r_i 以上であれば計数する。 $(\sigma_H - \sigma)$ が r_i 以上とはならず、次の極大値が現れ、それが前の σ_H よりも大きい場合には、それを σ_H に置き直す。計数した後、次に現れる極小値を基準極小値に置き直す。また、計数する前に次の極小値が現れ、それが基準極小値よりも小さい場合にも基準極小値を置き直す。変動振幅応力波形が極大値から始まる場合も計数の方法は同じである。このような計数を行なうことにより、 r_i を超える応力範囲の数を求めることができる。応力範囲の頻度分布は、適当な間隔で必要な数の r_i を設定しておき、上述のような計数を行なうことにより求められる。このとき、レベル r_i と r_{i+1} の間の応力範囲の数は、両レベルでの計数値の差として求められる。

(4) レインフロー法¹⁾

図4.1に示すように、変動振幅応力波形の時間軸を鉛直方向、応力軸を水平方向にとる。応力の極値のところに水源を置き、水を流したとする。このときの流線のレンジで応力を計数する方法がレインフロー法である。具体的には、引続きあらわれる4つの極値 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ が、 $\sigma_1 \geq \sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_4$ あるいは $\sigma_1 \leq \sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_4$ の条件を満たす場合にレンジ $|\sigma_2 - \sigma_3|$ の波を計数し、 σ_2, σ_3 を変動振幅応力波形より削除する。このような計数を続けると、図4.2に示すように漸増・漸減する変動振幅応力が残ることがあるが、その場合には最大の極大値と最小の極小値の差、2番目の極大値と極小値の差、・・・、を応力範囲として計数すればよい。

4.2.2 応力範囲頻度の解析例

4.2.1項で示した4つの応力範囲頻度解析法を用いて、2種類の変動振幅応力の応力範囲頻度分布を求めた。なお、ピーク法では直接応力範囲を計数することはできないので、ここでは極大値と極小値の差を応力範囲と考え、その組合せは完全にランダムであるとして応力範囲を計数した。

対象とした変動振幅応力波形は以下の通りである。

(イ) 0~10の範囲で一様乱数より作成したランダム波 ----- 図4.3(a)

(ロ) 0~10の範囲で正規乱数(平均 5、標準偏差 1.25)

より作成したランダム波 ----- 図4.4(a)

乱数の数は、それぞれ1万であり、図に示す波形はその一部を示している。

各頻度解析法により求めた応力範囲の頻度分布を図4.3~4.4(b), (c), (d), (e)に示す。図中には、応力の総繰返し数、応力範囲の平均値、応力範囲の3乗平均値の3乗根も示している。

総応力繰返し数、平均応力範囲とも、応力計数法による差は小さい。しかし、いずれのランダム波においても、ピーク法およびレンジ法での高応力範囲側の頻度が、レンジペア法およびレインフロー法での結果と比べて低くなっている。そのため、ピーク法やレンジ法での応力範囲の3乗平均値の3乗根は、他の方法により求めたものと

比べ小さくなっている。また、一般に言われているように、レンジペア法とレインフロー法での応力範囲頻度分布はよく一致している。

4.3 線形累積被害則による疲労寿命評価

4.3.1 線形累積被害則

前節で求めた応力範囲頻度分布の内、ある応力範囲レベルを $\Delta\sigma_i$ 、その頻度を n_i とおき、 $\Delta\sigma_i$ が一定振幅で繰返されたときの疲労寿命を N_i とする。ただし、 $\Delta\sigma_i$ が一定振幅応力下での疲労限以下であれば、 $N_i = \infty$ である。 $\Delta\sigma_i$ が n_i 回繰返されたときの疲労損傷度 W_i を (n_i/N_i) とし、損傷度の合計 W が

$$\begin{aligned} W &= \sum W_i \\ &= \sum (n_i/N_i) \\ &= 1 \end{aligned} \quad (4.1)$$

となったときに疲労破壊が生じるとする。これが、Palmgren-Minerの方法あるいは単に Minerの方法と呼ばれる変動振幅応力下での疲労寿命予測法である。

疲労損傷度が大きくなれば、 $\Delta\sigma_i$ が一定振幅応力下での疲労限以下であっても疲労損傷の進行に寄与する。このことは、疲労損傷が進行するにしたがって疲労亀裂は大きくなり、疲労亀裂進展に寄与する $\Delta\sigma_i$ の下限値が小さくなることから明らかである。したがって、Minerの方法では危険側の評価を与えることになる。このような疲労限以下の $\Delta\sigma_i$ の影響を考慮する方法に修正 Minerの方法や Haibachの方法がある。

修正 Minerの方法では、疲労限以下の $\Delta\sigma_i$ に対する疲労寿命 N_i を ∞ とするのではなく、図4.5に示すように疲労限以上の $\Delta\sigma - N$ 線を疲労限以下でもそのままの傾きで延ばし、 N_i を求め、(4.1)式より疲労寿命を求める方法である。しかし、この方法では一般に安全側すぎる結果が得られるとされている。Haibachの方法では、図4.5に示すように疲労限以下で $\Delta\sigma - N$ 線の傾きを緩やかとし、 $\Delta\sigma_i$ に対する疲労寿命 N_i を求める。

最近改定された日本鋼構造協会疲労設計指針(案)²⁾(以後 J S S C 指針と呼ぶ)では、疲労損傷に寄与しない応力範囲の限界値を一定振幅応力下での疲労限よりも低くすることにより疲労寿命を評価することとしている(図4.5参照)。J S S C 指針では、この応力範囲レベルを“変動振幅応力下の応力範囲の打切り限界”と呼んでいる。変動振幅応力下の応力範囲の打切り限界の求め方は以下の通りである。すなわち、次節で示す破壊力学の手法を用いた変動振幅応力下での疲労亀裂進展解析を行ない疲労寿命を求め、推定した疲労寿命と応力範囲頻度分布の合計頻度(総繰返し数)を同じとし、その頻度分布の中の大きい応力範囲から順次疲労損傷度を計算し、その累積値が1となったときの応力範囲を変動振幅応力下での打切り限界としている(図4.6参照)。疲労損傷度を求める際に基準とする $\Delta\sigma - N$ 線は、一定振幅応力下で疲労亀裂進展解析を行なうことにより求めている。一定振幅応力下での応力範囲の打切り限界(疲労限)に対する変動振幅応力下での応力範囲の打切り限界の比は、およそ0.46

である。以後、JSSC指針で用いている変動振幅応力下での疲労寿命評価方法を打切り限界付き修正Minerの方法と呼ぶ。

変動振幅応力の応力範囲成分のすべてが疲労限以下であれば、どの評価方法においても疲労破壊は生じない（疲労寿命は ∞ ）とされている。

図4.7に Miner、修正Miner、Haibach、打切り限界付き修正Minerの方法による疲労寿命予測プログラムを示す。このプログラムでは、応力範囲頻度分布がシーケンシャルファイルに保存されていることを前提としている。なお、プログラム言語はN88 BASICである。

以上の方法により解析した例を図4.8に示す。この例では、図4.8(a)に示すリブ十字試験体を対象として、一定振幅応力試験結果（図(b)）を基に図(c)に示す変動振幅応力下での疲労寿命を各方法により推定した結果と実験結果³⁾を比較している。図(d)の縦軸は次項で示す等価応力範囲である。

4.3.2 等価応力範囲

応力範囲と疲労寿命の関係（ $\Delta\sigma - N$ 線）は、

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C \quad (4.2)$$

で表わされる。これを(4.3.1)式に代入すれば、疲労損傷度Wは、

$$W = \sum (\Delta\sigma_i^m \cdot n_i) / C \quad (4.3)$$

となる。ある大きさの応力範囲 $\Delta\sigma_e$ が $\sum n_i$ 回作用したときの疲労損傷度は、

$$W = \Delta\sigma_e^m \cdot \sum n_i / C \quad (4.4)$$

で与えられる。(4.3)式および(4.4)式で与えられる損傷度が等しい場合に $\Delta\sigma_e$ を等価応力範囲と呼ぶ。

$$\Delta\sigma_e = \sqrt[m]{\sum \Delta\sigma_i^m \cdot n_i / \sum n_i} \quad (4.5)$$

以上の式の展開から明らかなように、(4.5)式より $\Delta\sigma_e$ を求め、それを(4.2)式の $\Delta\sigma - N$ 関係に代入することにより、対象とする変動振幅応力下での疲労寿命を求めることができる。修正Minerの方法では、すべての大きさの応力範囲レベルに対して、(4.2)式が成立つとしているので、(4.5)式をそのまま用いればよい。Minerの方法では、疲労限以下の応力範囲は疲労損傷に寄与しないとしているので、それらの応力範囲は無視し、疲労限以上の応力範囲のみを対象として(4.5)式より等価応力範囲を求めることになる。また、その際の応力繰返し数も疲労限以上の応力範囲の数だけを対象とする。

Haibachの方法では、疲労限以上で(4.2)式、疲労限以下では(4.6)式で $\Delta\sigma - N$ 線を表わす。

$$\Delta\sigma^k \cdot N = K \quad (4.6)$$

したがって、等価応力範囲は、

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_e &= \sqrt[m]{\{\Sigma \Delta \sigma_i^m \cdot n_i + C / K (\Sigma \Delta \sigma_j^k \cdot n_j)\} / (\Sigma n_i + \Sigma n_j)} \\ &\Delta \sigma_e \geq \Delta \sigma_{ce} (\Delta \sigma_{ce}: \text{疲労限}) \end{aligned} \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_e &= \sqrt[k]{\{K / C (\Sigma \Delta \sigma_i^m \cdot n_i) + \Sigma \Delta \sigma_j^k \cdot n_j\} / (\Sigma n_i + \Sigma n_j)} \\ &\Delta \sigma_e < \Delta \sigma_{ce} (\Delta \sigma_{ce}: \text{疲労限}) \end{aligned}$$

で与えられる。

しかし、疲労限や打切り限界以下の応力範囲成分を削除することや、(4.7)式のよ
うに疲労限度を境として応力範囲成分の取扱いを変えることは繁雑であるため、すべ
での応力範囲成分を有効とした(4.5)式から求められる値を等価応力範囲とよび、変
動振幅応力の代表値として用いられることも多い。図4.8(d)の縦軸もこの種の等価応
力範囲である。

4.4 疲労亀裂進展解析

変動振幅応力下の疲労亀裂進展解析の方法は、一定振幅応力下と基本的には同じで
ある。ただし、疲労亀裂進展速度を如何に表現するかが問題となる。

変動振幅応力下での疲労亀裂進展速度に対して、線形重ね合せが適用できるとすれ
ば、疲労亀裂進展量は、前章で示した(3.24)式より

$$\begin{aligned} \Delta a &= \Sigma C (\Delta K_i)^m \end{aligned} \quad (4.8)$$

ΔK_i : それぞれの応力範囲に対する応力拡大係数範囲

したがって、変動振幅応力下での進展速度の平均は、

$$(da/dN)_{av} = \Sigma C (\Delta K_i)^m / \Sigma i \quad (4.9)$$

となる。応力拡大係数範囲 ΔK は、

$$\begin{aligned} \Delta K &= \Delta \sigma \sqrt{\pi a} \cdot F \end{aligned} \quad (4.10)$$

F : 応力拡大係数の補正係数

で与えられる。それぞれの応力範囲による亀裂進展量が微小であるとすれば、

$$\begin{aligned} (da/dN)_{av} &= C [\Sigma (\Delta \sigma_i^m / \Sigma i) \{\sqrt{\pi a} \cdot F\}]^m \quad (4.11) \\ &= C \{(\Delta \sigma_e \sqrt{\pi a} \cdot F)\}^m \\ &\Delta \sigma_e: \text{等価応力範囲} \end{aligned}$$

となる。さらに、

$$\Delta K_{eq} = \Delta \sigma_e \sqrt{\pi a} \cdot F \quad (4.12)$$

とおけば、

$$(da/dN)_{av} = C (\Delta K_{eq})^m \quad (4.13)$$

となる。 ΔK_{ed} は等価応力拡大係数範囲と呼ばれており、これにより変動振幅応力下の疲労亀裂進展速度を精度よく予測できることは多くの研究で実験的に確かめられている^{4,5,6,7)}。

以上は、すべての応力拡大係数範囲レベルが ΔK_{th} 以上の場合についてである。また、すべての ΔK 成分が ΔK_{th} 以下であれば疲労亀裂は進展しないと言われている。 ΔK の分布の範囲内に ΔK_{th} レベルがある場合の疲労亀裂進展速度については、線形被害則を適用し、 ΔK_{th} 近傍の領域の進展速度を考慮した(3.28)式に基づいて予測することが考えらる。

レイリー分布に従う応力範囲頻度分布、および指数分布に近い応力範囲頻度分布を有する変動振幅応力下での疲労亀裂進展試験では、(3.28)式に基づいた線形被害則からの予測は若干危険側となるという結果が示されている^{6,7)}。これらの結果を図4.9および図4.10に示す。これを補正するために、(3.28)式の ΔK_{th} を一定振幅応力下で得られたそれよりも若干小さくおいて、変動振幅応力下で疲労亀裂進展速度を求める方法⁶⁾、および ΔK_{th} はそのまま、

$$\begin{aligned} da/dN &= C (\Delta K)^m && (\Delta K > \Delta K_{th}) \\ da/dN &= 0 && (\Delta K \leq \Delta K_{th}) \end{aligned} \quad (4.14)$$

線形被害則に基づき疲労亀裂進展速度を予測する方法⁷⁾が提案されている。前者では、変動振幅応力下での ΔK_{th} は低下する、すなわち一定振幅応力下での ΔK_{th} 以下の ΔK レベルでも疲労亀裂は進展する、後者では ΔK_{th} 近傍の ΔK において疲労亀裂進展が加速されると仮定していることになる。これらの内、どちらが変動振幅応力下での亀裂進展の加速の原因であるかは現在のところ明らかとはなっていないが、いずれの方法によっても工学的には十分な精度で変動振幅応力下での疲労亀裂進展速度を予測できる。(4.14)式は、(3.28)式よりも変動振幅応力下での疲労亀裂進展速度の計算が簡便となる。また、(3.24)式を用いれば、疲労亀裂進展速度の計算はさらに簡便となるが、その結果は過度に安全となることもある。

4.5 余寿命の予測

4.4節に示した線形被害則あるいは4.5節に示した疲労亀裂進展解析を用いることにより既設鋼橋梁の余寿命の予測も可能である。ただし、既設橋梁の余寿命予測においては、荷重の設定に注意する必要がある。

4.5.1 余寿命予測のための荷重

新設の橋梁の設計時には、橋上の車両交通状態を予想し、それに基づいて疲労設計荷重を設定する。それに対し、既設橋梁では車両交通状態を調べることができ、それに基づいて疲労照査用の荷重を設定すれば、より精度の高い余寿命予測が可能となる。その際、荷重列のシミュレーション⁸⁾も有効な手段となるであろう。また、より精度の高い余寿命予測を行なうには、交通状態の経年変化も考慮する必要がある。

4.5.2 線形被害則に基づく余寿命予測

これまでに橋上を走行した荷重により着目部に生じる変動振幅応力の応力範囲頻度分布を求め、現時点での疲労損傷度 W_1 を(4.15)式により求める。

$$W_1 = \sum (n_i / N_i) \quad (4.15)$$

したがって、疲労破壊に至るまでの疲労損傷度の残り W_2 は、

$$W_2 = 1 - W_1 \quad (4.16)$$

今後走行するであろう車両によりある期間内(例えば、1年とする)に蓄えられる疲労損傷度を W_0 とすれば、余寿命 N_{rest} は、

$$N_{rest} = W_2 / W_0 \quad (4.17)$$

より求めることができる。

4.5.3 疲労亀裂進展解析による余寿命予測

検査により疲労亀裂が検出された場合には、その亀裂を初期亀裂とし、今後着目する部材に生じるであろう変動振幅応力下での疲労亀裂進展解析を行なうことにより余寿命を求めることができる。その際、変動振幅応力の予測に加え、亀裂寸法測定精度や応力拡大係数の計算方法などが、精度の高い余寿命の予測を行なうための鍵となる。

4.6 おわりに

ここでは、現在よく用いられている変動振幅応力下での疲労強度評価方法を紹介したが、どの方法にも物理的な明確な根拠はなく、またどの方法が最も精度高く疲労強度・寿命を予測できるかについても結論がでていないのが現状である。最近ではAREA法⁹⁾、疲労損傷の進行に伴う打切り限界の変化を考慮した方法¹⁰⁾なども提案されており、今後さらに研究されることが望まれる。その際、比較的応力範囲の小さい長寿命域での試験データを収集し、それらとの比較が鍵になると考えている。

参考文献

- 1) 伊藤文人：実働荷重による疲労寿命設計(岡本舜三編：鋼構造の研究、第5章)、技報堂、1977.
- 2) 日本鋼構造協会：疲労設計指針(案)、J S S C レポート No.14、1989.
- 3) Albrecht, P. and Friedland, I. M. : Fatigue Limit Effect on Variable-Amplitude Fatigue of Stiffeners, Journal of the Structural Division, ASCE, No. ST12, pp.1657~2675, 1979.
- 4) Barsom, J. M. : Fatigue Crack Growth under Variable Amplitude Loading in ASTM A514-B Steel, ASTM STP536, pp.147-167, 1973.
- 5) Yamada, K. : Fatigue Crack Growth Rate of Structural Steel under Constant and Variable Amplitude Block Loading, Proc. of JSCE, Structural Eng. /

Earthquake Eng., Vol.2, No.2, pp.271s-279s, 1985.

- 6) 榑原淳、堀川浩甫：溶接残留応力場における繰返し変動荷重下の疲労亀裂伝播挙動（低 ΔK 領域において）、溶接学会論文集、Vol.4, No.4, pp.715-725, 1986.
- 7) Miki, C., Murakoshi, J. and Sakano, M. : Fatigue Crack Growth in Highway Bridges, 土木学会論文集、No.386, pp.155-164, 1987.
- 8) Miki, C., Goto, Y., Yoshida, K. and Mori, T. : Computer Simulation Studies on the Fatigue Load and Design of Highway Bridges, 土木学会論文集、No.356, pp.13-22, 1985.
- 9) Gurney, T.R. : Fatigue Tests on Fillet Welded Joints in Steel under Simulated Wide Band Type Loading, Welding Institute Members Report 365, 1988.
- 10) 森猛：変動応力下の疲労寿命予測方法の検討、構造工学論文集、Vol.37A, pp.1199-1209, 1991.

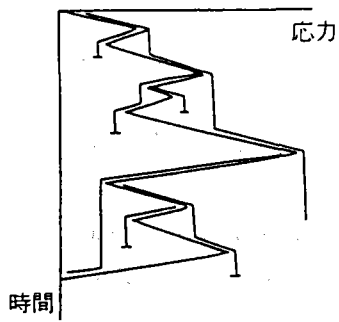


図4.1 レインフロー法(1)

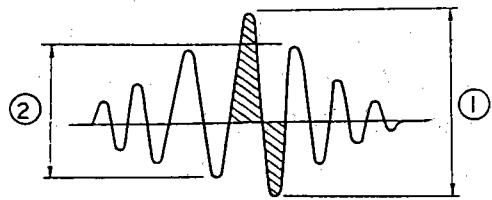


図4.2 レインフロー法(2)

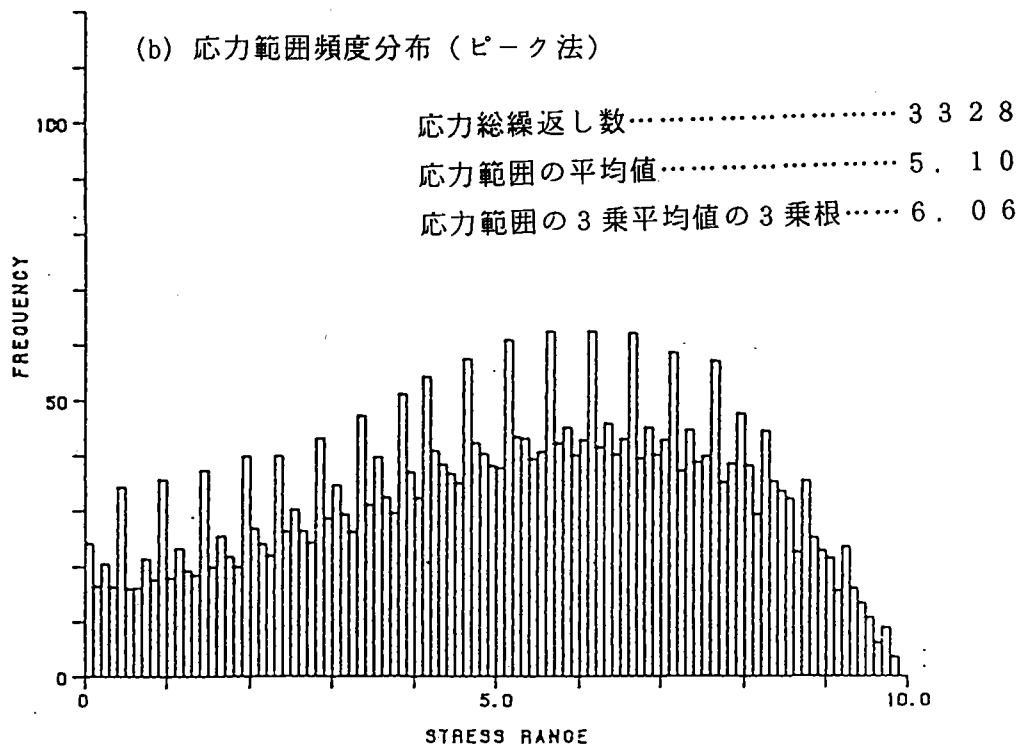
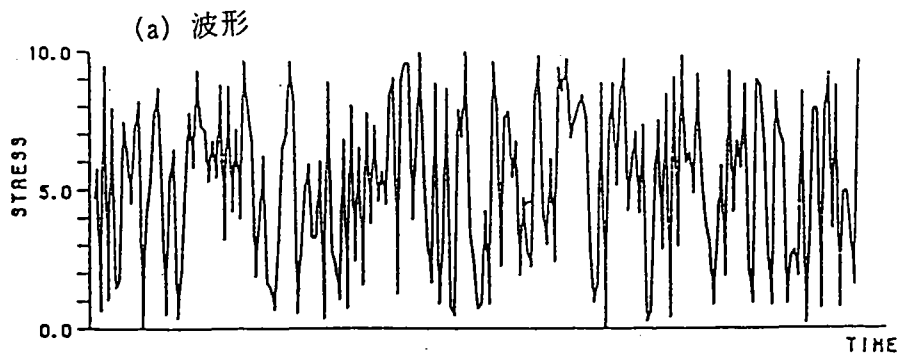


図4.2 各種応力範囲頻度解析法により求めた応力範囲頻度分布 (一様乱数)

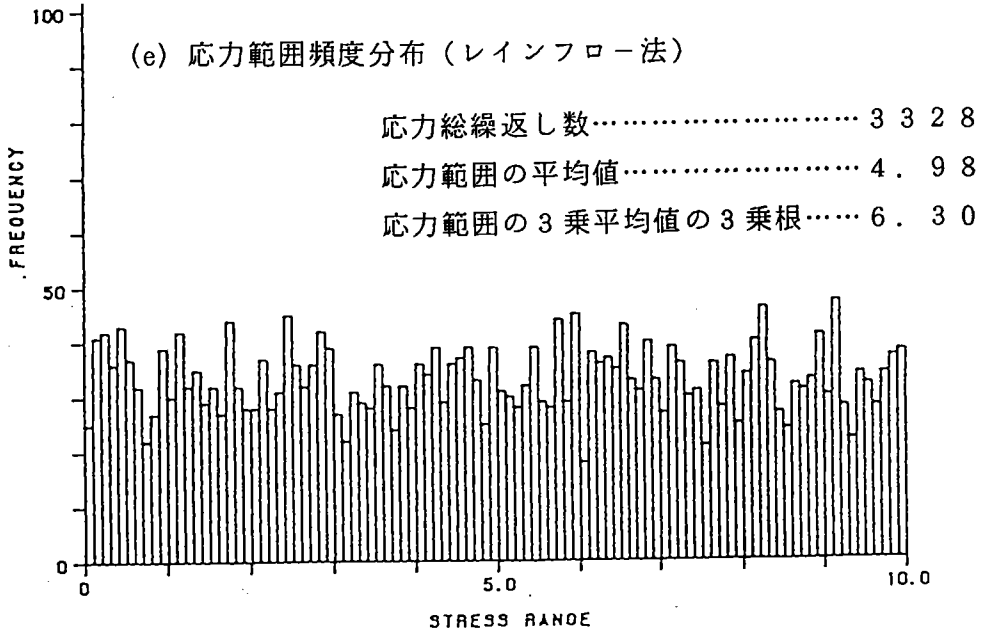
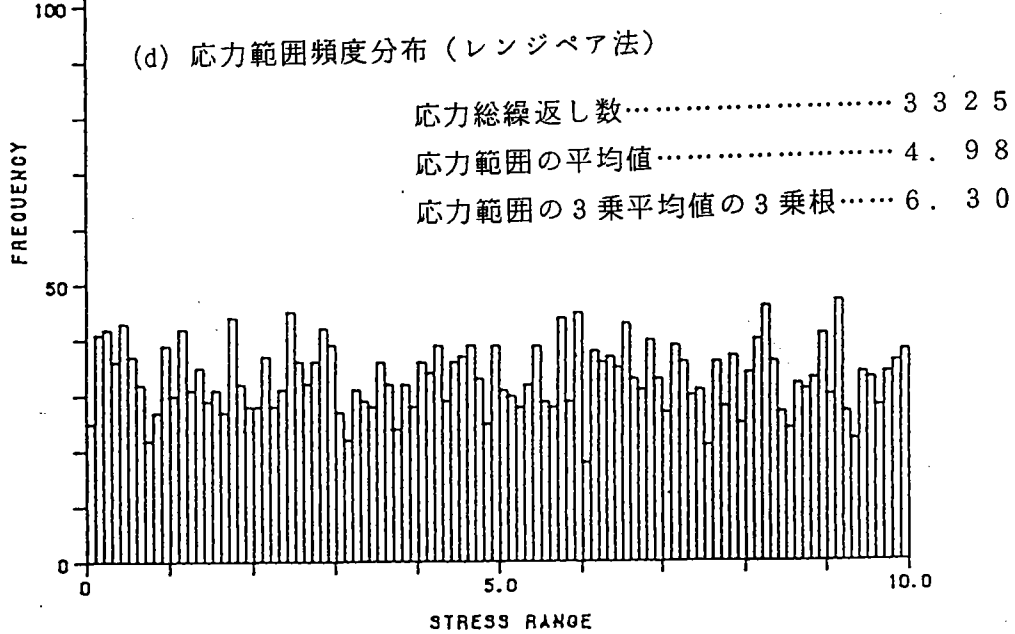
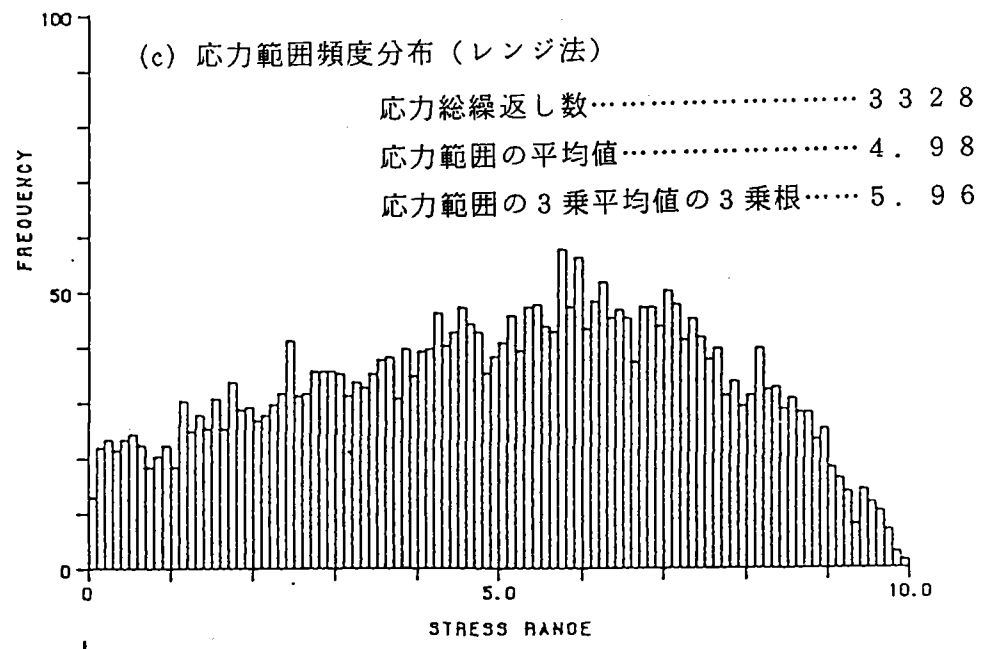


図4.2 各種応力範囲頻度解析法により求めた応力範囲頻度分布 (一様乱数)

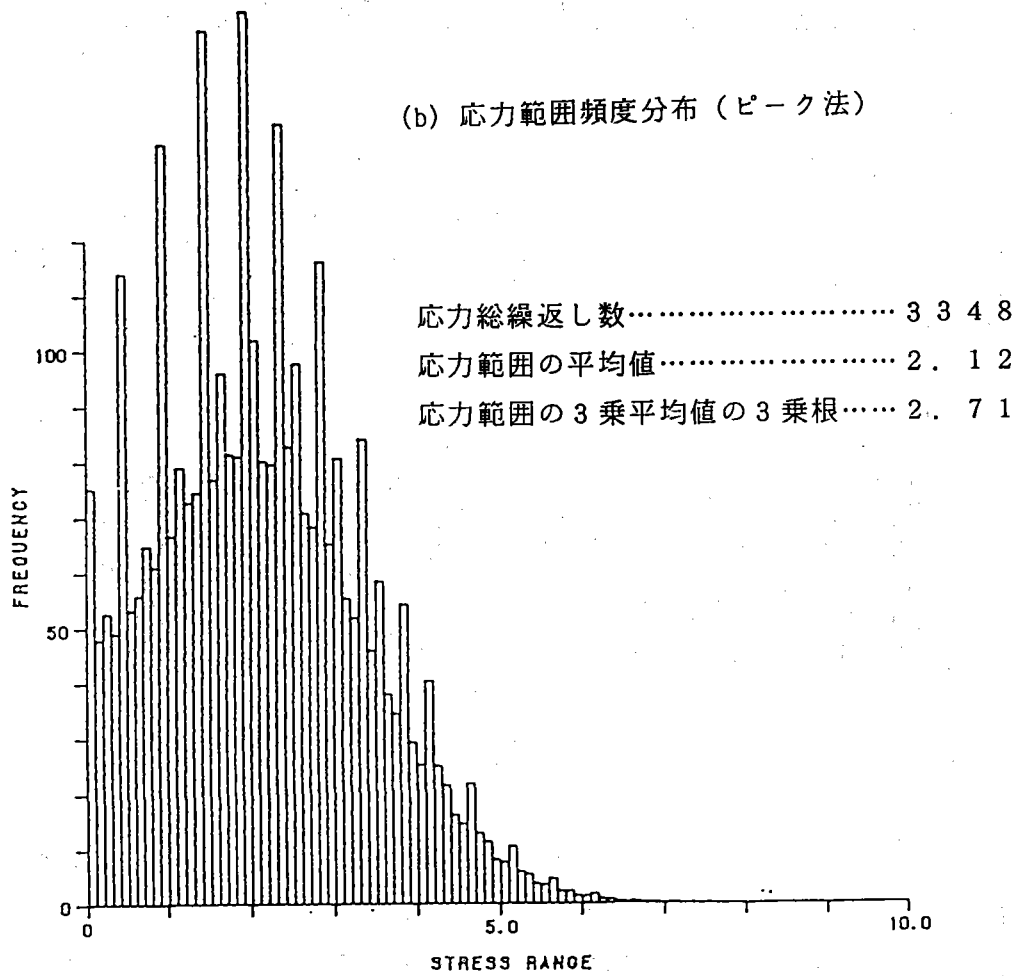
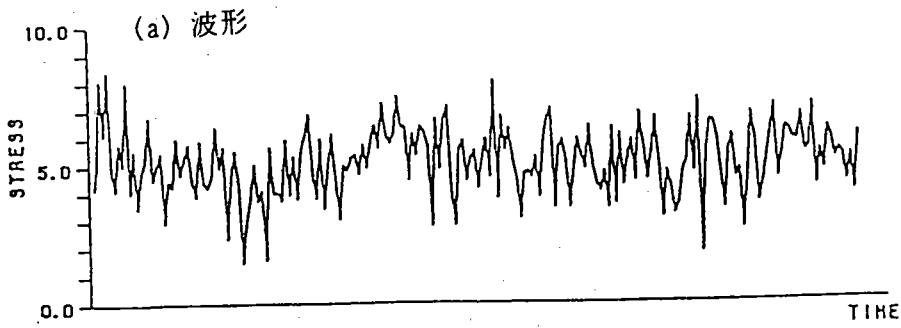


図4.3 各種応力範囲頻度解析法により求めた応力範囲頻度分布 (正規乱数)

(c) 応力範囲頻度分布 (レンジ法)

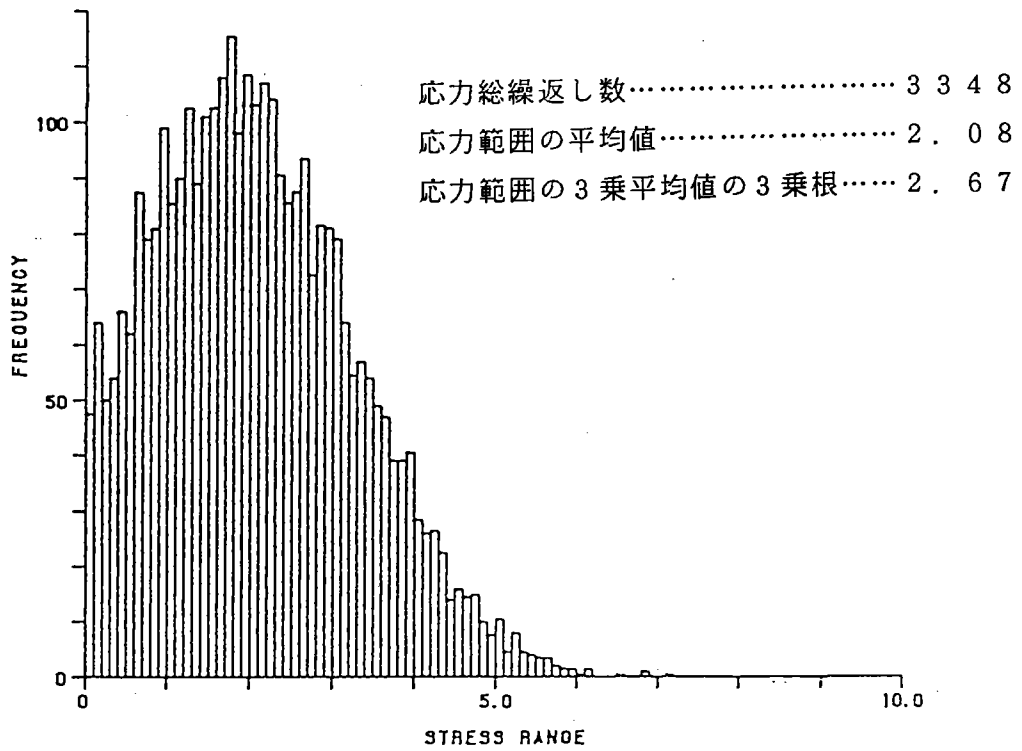
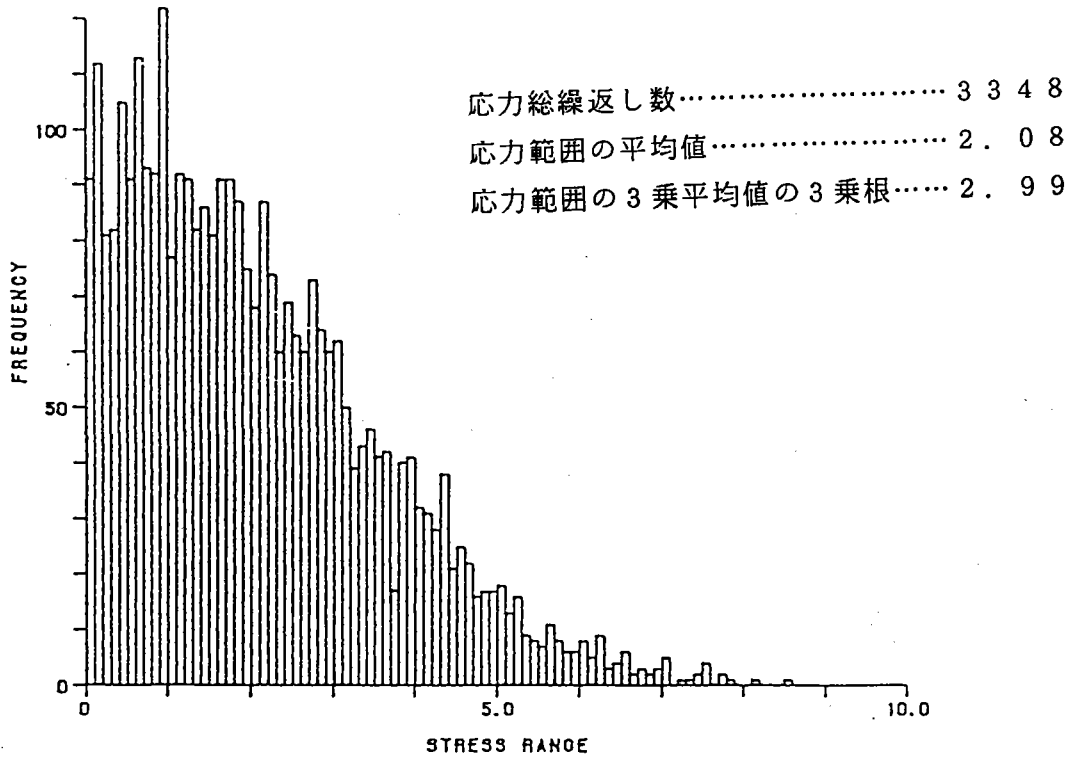


図4.3 各種応力範囲頻度解析法により求めた応力範囲頻度分布 (正規乱数)

(d) 応力範囲頻度分布 (レンジペア法)



(e) 応力範囲頻度分布 (レインフロー法)

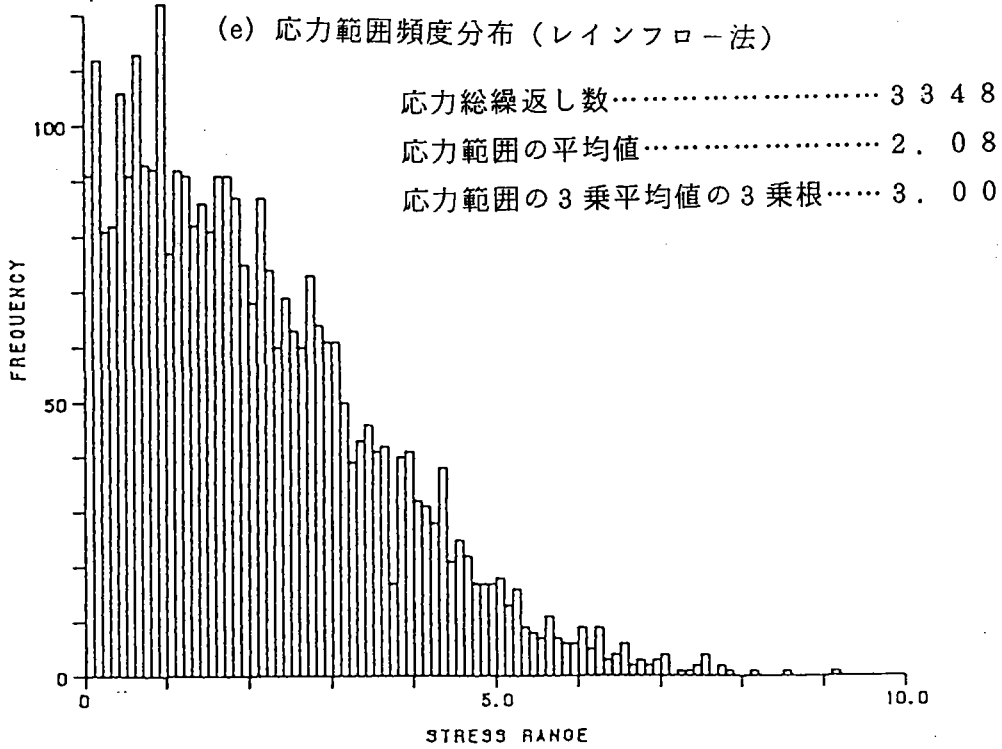


図4.3 各種応力範囲頻度解析法により求めた応力範囲頻度分布 (正規乱数)

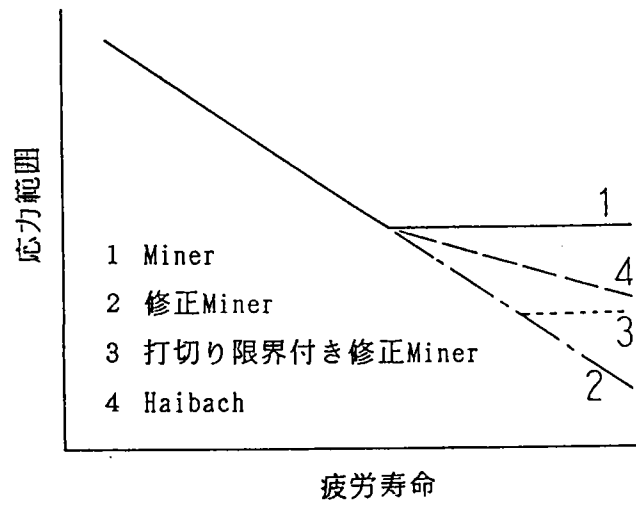


図4.4 線形被害則において基準となる応力範囲-疲労寿命関係

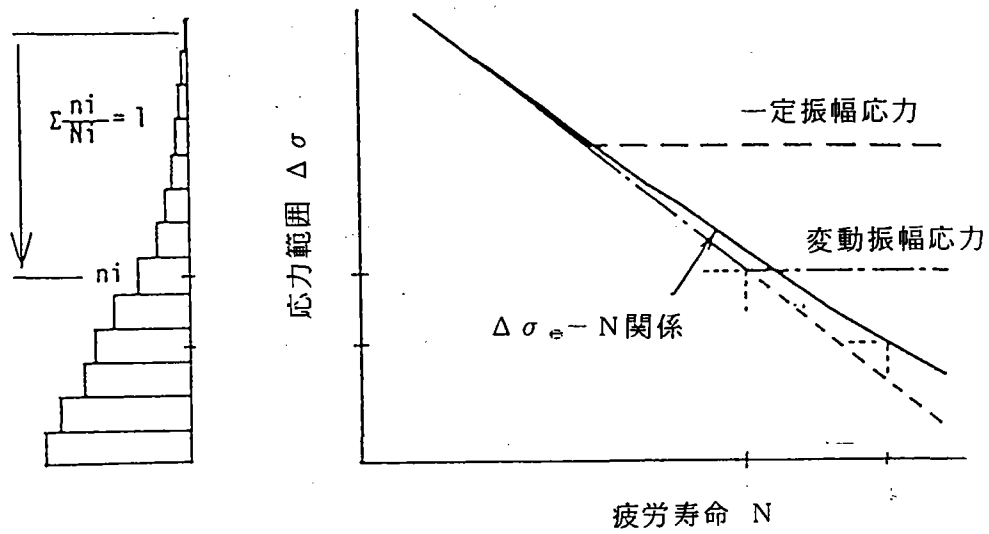
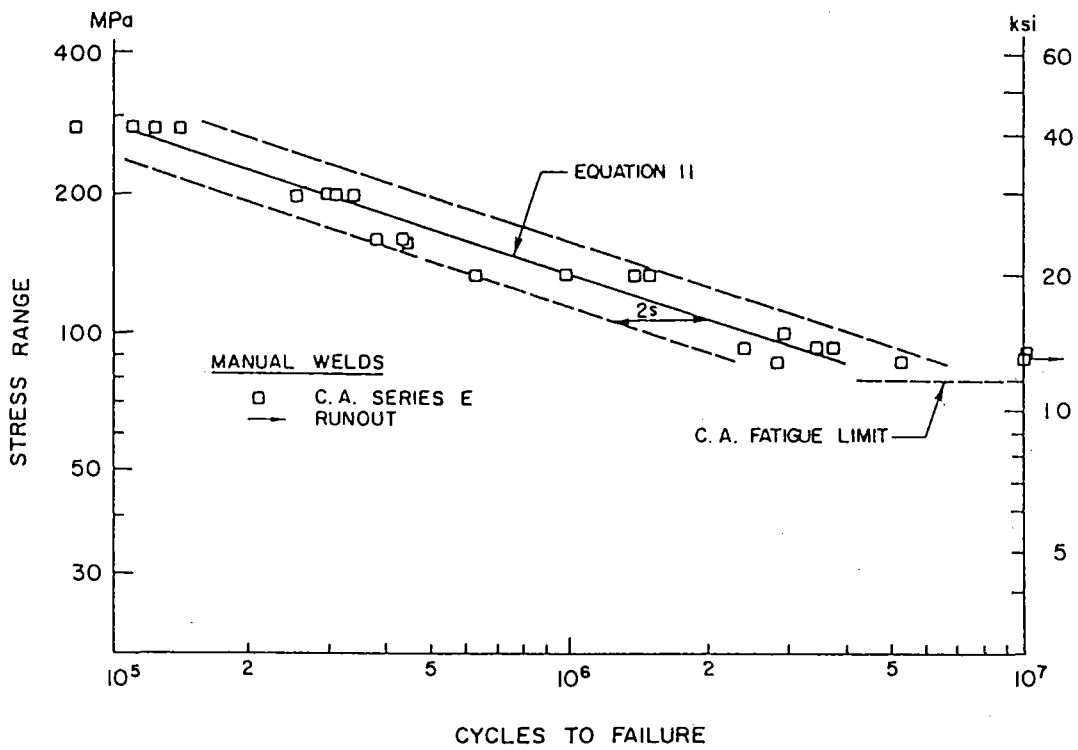
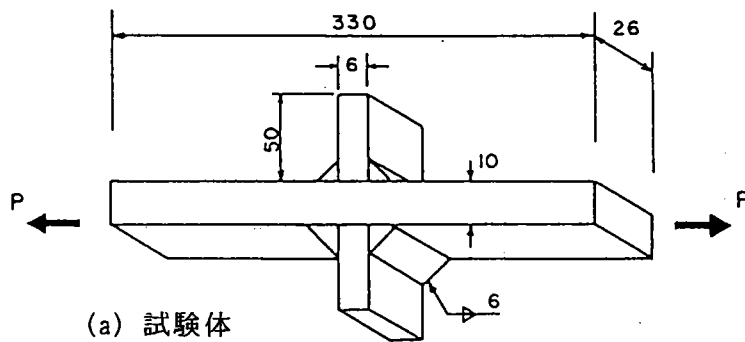
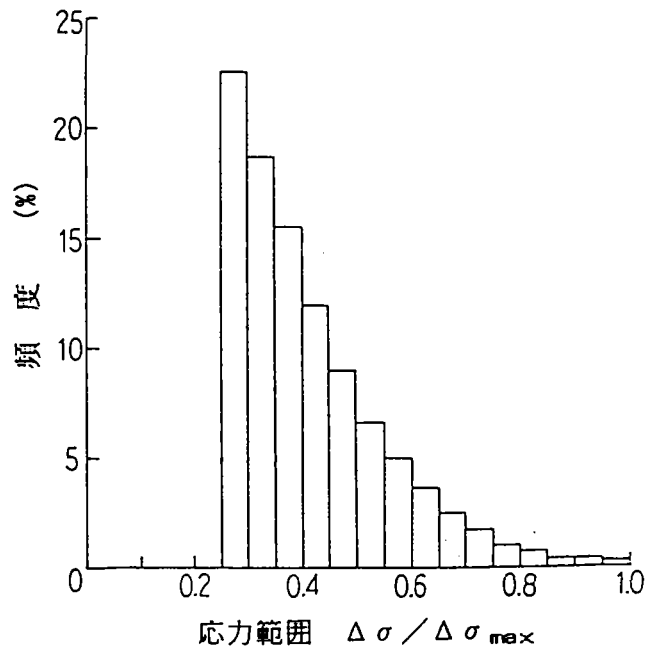


図4.5 変動振幅応力下での応力範囲打切り限界の設定法

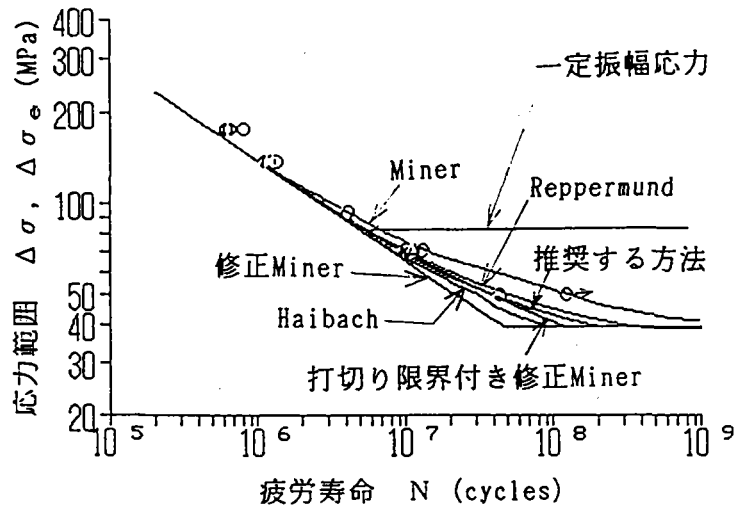


(b) 一定振幅応力試験の結果

図4.6 各種評価法による寿命予測結果の比較

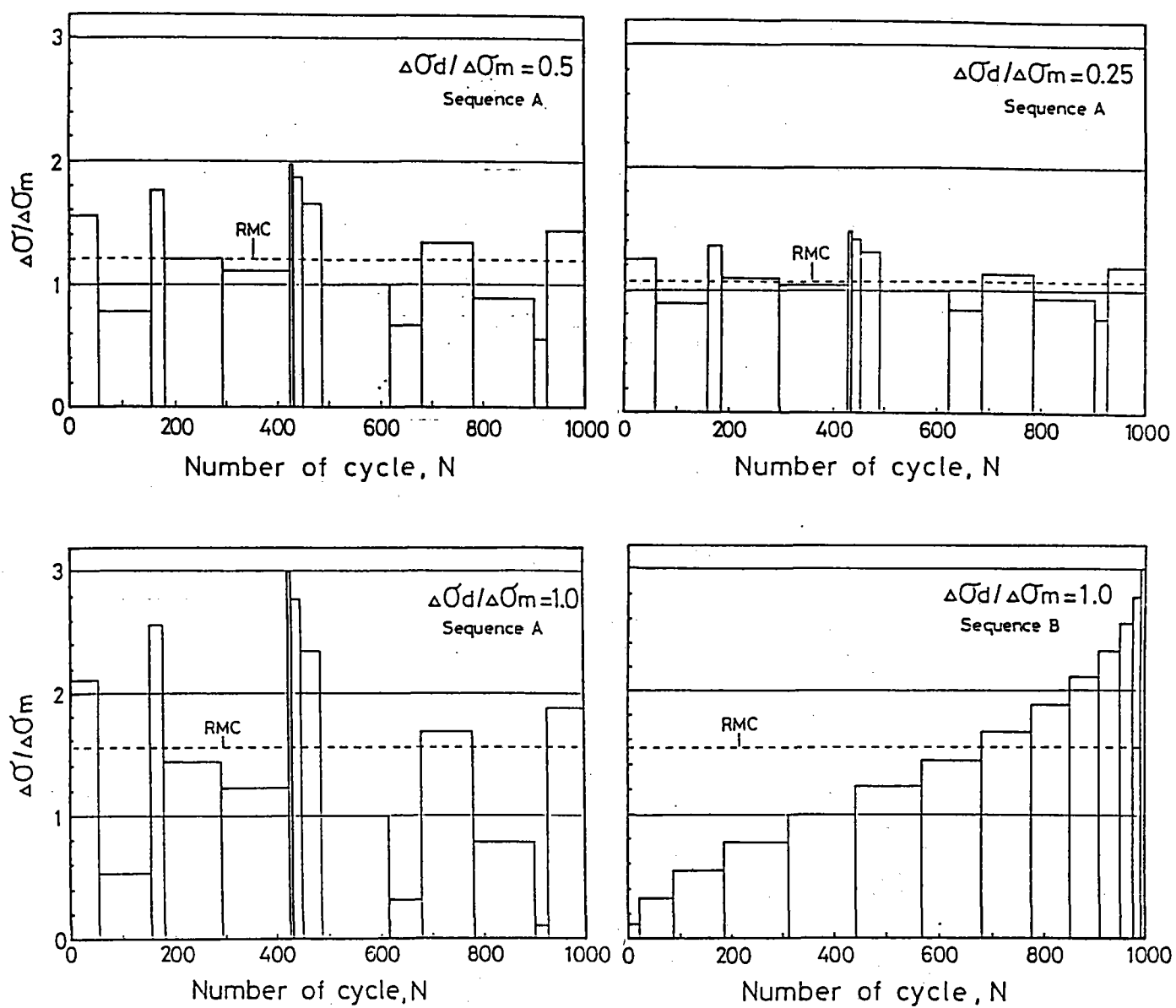


(c) 応力範囲頻度分布



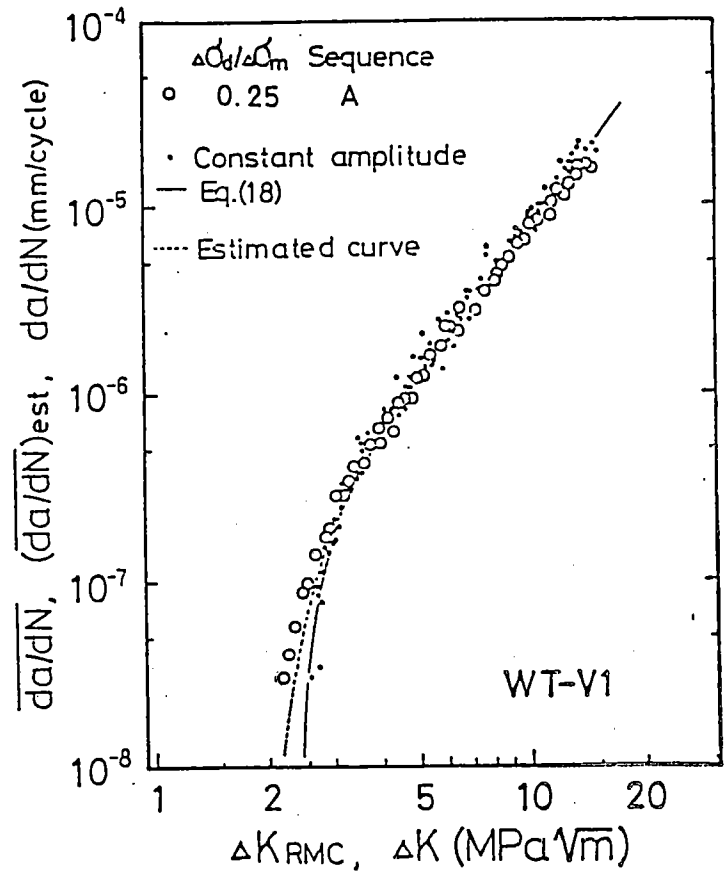
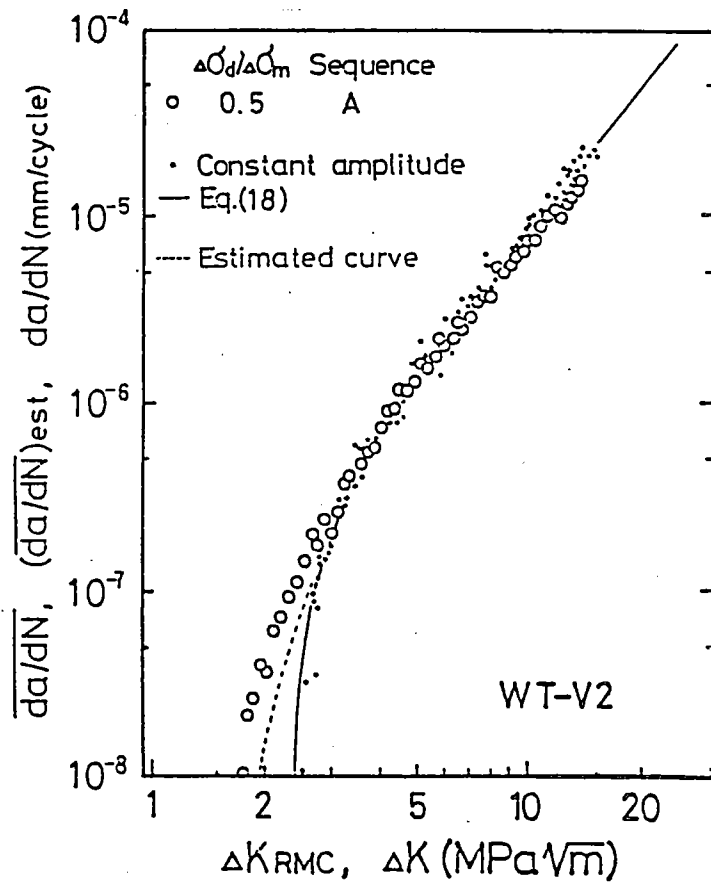
(d) 各種評価法による予測線と変動振幅応力試験結果との比較

図4.6 各種評価法による寿命予測結果の比較



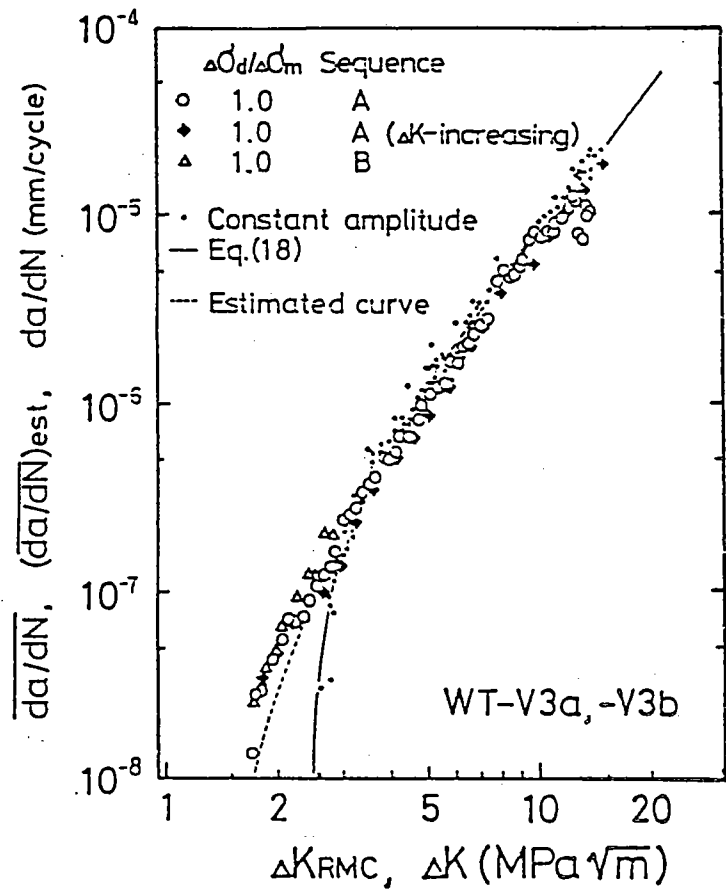
(a) 応力範囲頻度分布と载荷順序

図4.7 変動振幅応力下での疲労亀裂進展速度



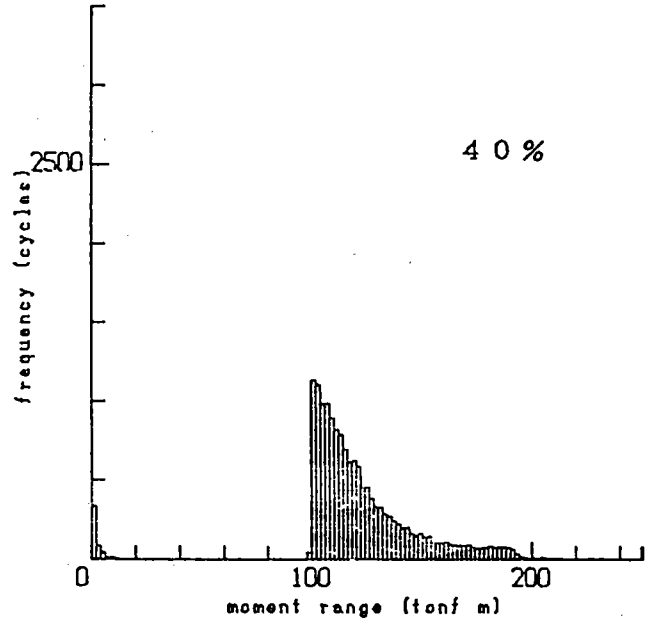
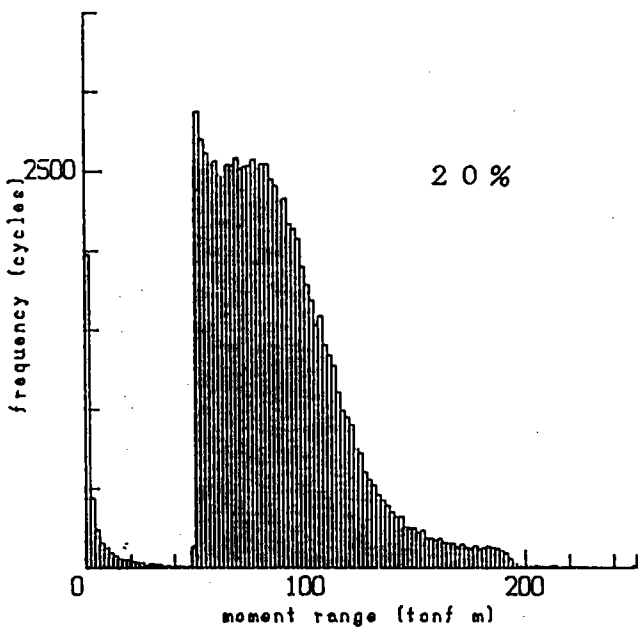
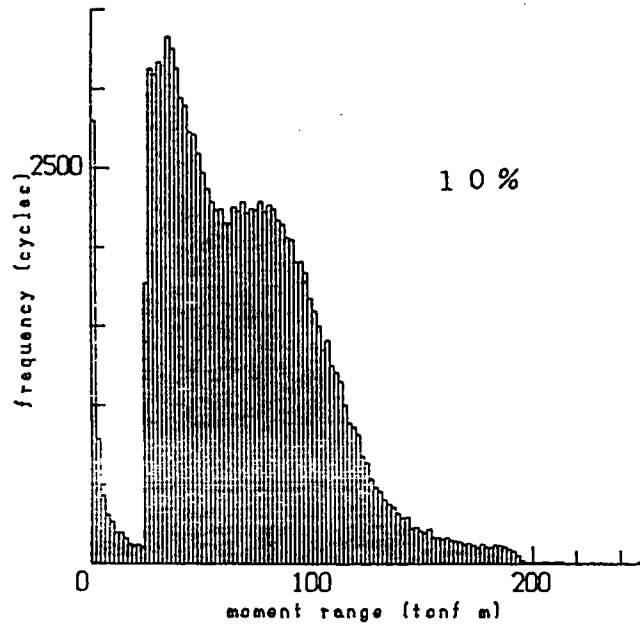
(b) 疲労亀裂進展速度

図4.7 変動振幅応力下での疲労亀裂進展速度



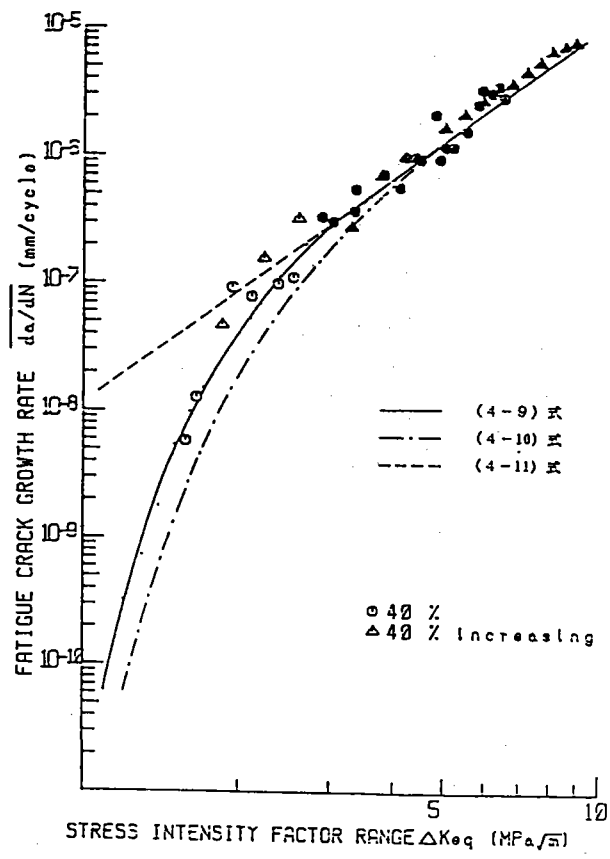
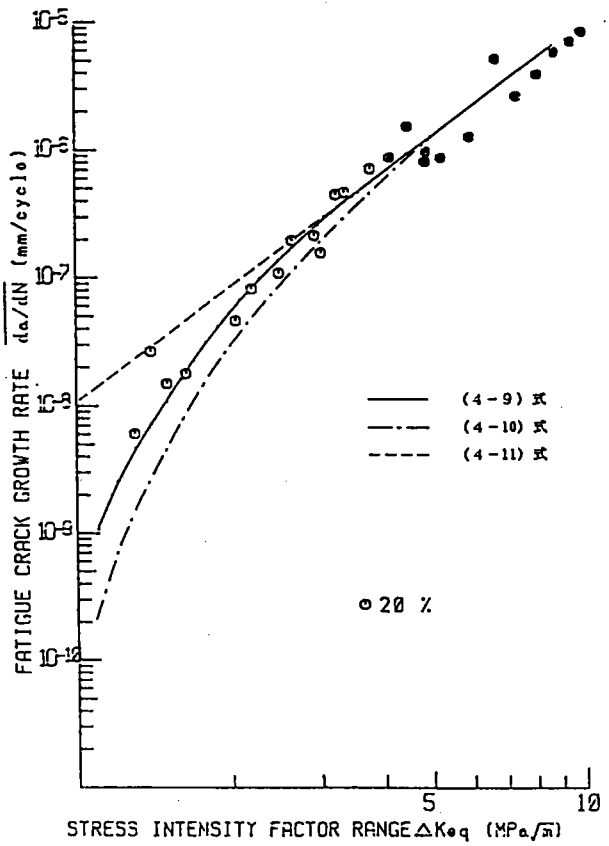
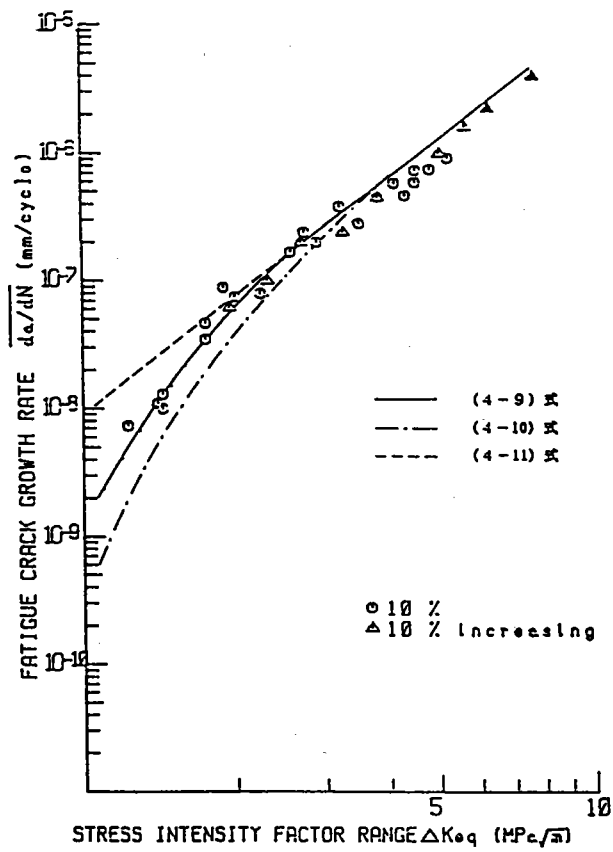
(b) 疲労亀裂進展速度

図4.7 変動振幅応力下での疲労亀裂進展速度



(a) 応力範囲頻度分布

図4.8 変動振幅応力下での疲労亀裂進展速度



(b) 疲労亀裂進展速度

図4.8 変動振幅応力下での疲労亀裂進展速度