

80キロ級高張力鋼の実働荷重による疲労亀裂の伝播について

東京大学	奥村 敏 恵
東京都立大学	堀 川 浩 甫
阪神高速道路公団	笹 戸 松 =
阪神高速道路公団	○水 元 義 久
新日本製鉄K.K.	石 黒 隆 義

1. まえがき

現在施工中である南港連絡橋は中央径間510m、橋長980mのダブルデッキのコンティンバートラス橋である。本橋はHT80が本格的に使用される我国最初の橋梁であり、その安全性が種々の面より検討されてきた。図-1は本橋の側面図であり、本図に示されるようにHT80は、支点付近の上下弦材に使用されている。

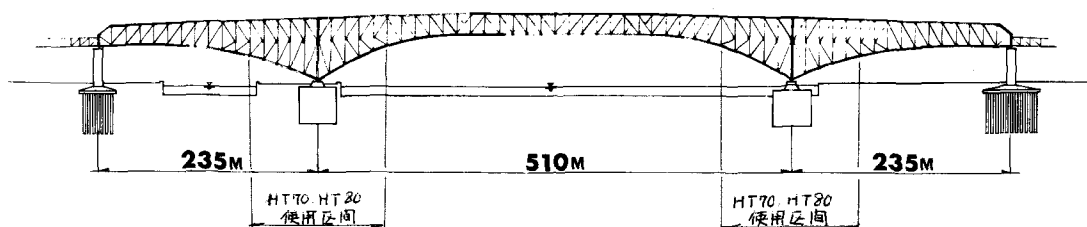


図-1 一般図

一般にHT80等の降伏点の高い材料を使用し、設計応力が高くなると破壊の亀裂寸法に対する感度は小さくなる。そこで本橋における材料に対しても耐脆性破壊設計の検討を行ってきた。

脆性破壊は通常、溶接欠陥や応力集中のある不連続構造から直接発生したり、低サイクル疲労による亀裂の全長や腐蝕亀裂などの全長が、ある限界亀裂長さに達すると脆性亀裂に転化することにより生ずると考えられる。そこで、ここでは後者の低サイクル疲労による亀裂の全長の観点よりHT80について検討を行ったのでその概要を述べるものである。

2. 脆性破壊発生防止との関連

本橋にHT80を使用するにあたり、脆性破壊発生防止のため、まず、鋼材規格の設定においては低温靱性を特に重視し、衝撃試験における遷移温度を -35°C 以下にあさえる規定等を設けている。一方、これらの規格を満ちた鋼板を用いて、Deep Notch試験あるいは広巾試験を行い、線形破壊力学を前提とし、切欠き深さと破壊応力の関係を角変形、目違い、残留応力および使用温度との関連をつけた。

広巾試験においては K_{IC} 値の式⁽¹⁾により試験結果を整理し破壊時の K_{IC} と温度の関連をつき、実構造物に予想される使用条件のもとに、どこまで角変形、目違いあるいは欠陥が脆性破壊発生の観点より許

されるかに関連づけた。図-2
は広巾試験により得られた各
使用応力レベルに対し、脆性
破壊を発生するか否かの境界
線を推定したものである。例
えば球形タンクの開孔検査で
発見された大きさの深さおよ
び長さである5mm深さ×85mm
長さの切欠(2)が検査に於いて
見逃されて本橋に存在したと
しても、母材隆伏点の $70\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$
の応力が作用しても安全であると推定できる。

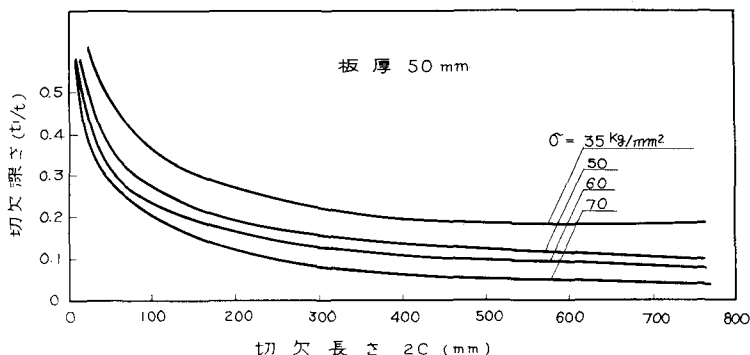


図-2 最低使用温度 -35°C 、角変形 $10\text{ mm}/1\text{ m}$ スパン、目違い 3 mm での許容しうる切欠の長さ(2)と深さの関係(残留応力の高い場合)

しかしながら、ここで重要な問題は、これらの脆性破壊発生要因となる各要素は使用条件下で変化しないことあるいは変化の度合いがある限界値以下であることを必要とする。すなわち、本橋の供用途中において内在する溶接欠陥あるいは検査時に見逃された欠陥が伝播しないことが必要であり、もし伝播する場合においても本橋の供用年数内においては脆性破壊を発生せしめる大きさまで成長しないことが重要である。

そこで、今回図-3に示されるような系統図により、本橋の安全性の評価を行った。

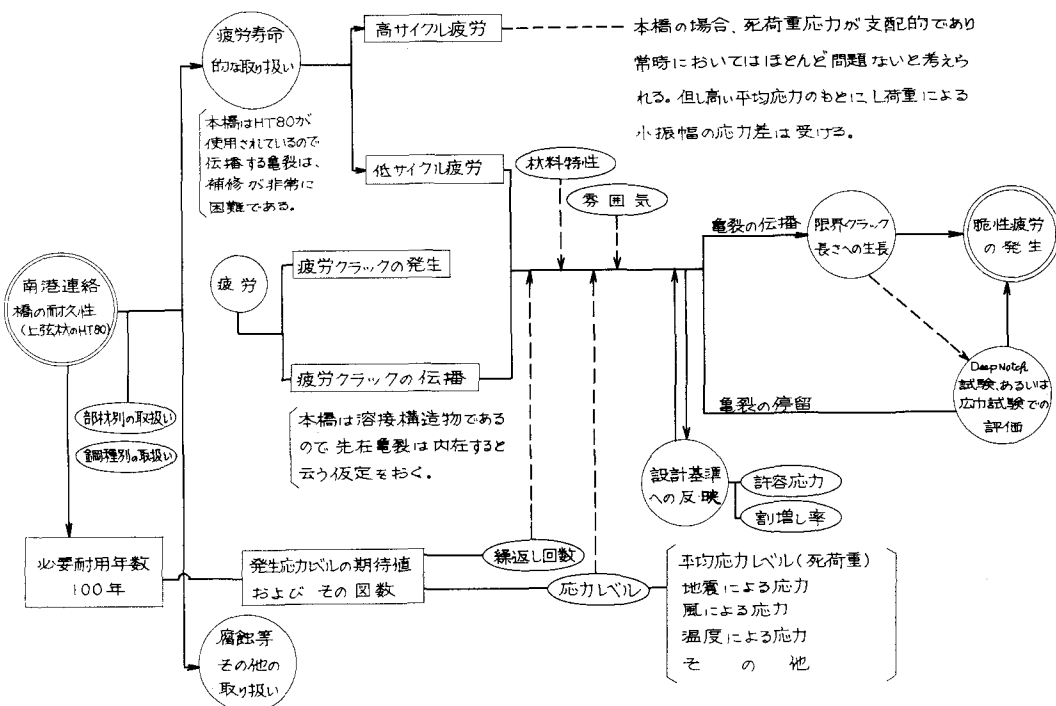


図-3 南港連絡橋の耐久性検討の系統図

通常の道路橋において疲労の問題をとりあげているのは、主として鋼床版に限られている。しかしながら本橋においては従来の橋梁と異なる点としてHT70, HT80の高張力鋼が大量に初めて使用される。そこで、今回の検討は脆性破壊にからんだ問題として絞り、HT80を使用しに引張力の作用する上弦材に限定して行った。

3. 応力レベル

本橋の設計計算におけるHT70, HT80の基本許容応力度⁽³⁾は下記の通りである。

HT70	3000 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
HT80	3400 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

これらに対し、各荷重ケースの組合せに対し、許容応力度の割り増しを表-1により行っている。

表-1 許容応力度の割増し率

	荷重の組合せ	割増し率
完成時	D+T+L 主荷重	0%
	D+T+L+SS 2次応力考慮	10
	D+T+W 風荷重	35
	D+T+LW+W _L "	25
	D+T+L _{EQ} +E _Q 地震荷重	45
	W (横構) 風荷重	35
	EQ (・) 地震荷重	45
架設時	ER+D+SS	35
	ER+W+D	50
	ER+EQ+D	65

D: 死荷重

L: 活荷重

T: 温度変化

W: 風荷重

LW: 風荷重載荷時の活荷重 ($= \frac{1}{2}$)

W_L: 活荷重載荷時の風荷重 ($= \frac{1}{2}$)

E_Q: 地震荷重

L_{EQ}: 地震荷重時の活荷重 ($= \frac{1}{2}$)

ER: 架設荷重

SS: トラス剛結による二次応力

これらの設計基準により本橋は設計され、HT80の用いられている引張材の応力値を各荷重ケースに対し示したものが表-2である。本橋は表-2に示されるように死荷重による平均応力として、基本許容応力度の80%程度の応力が常時存在し、これに対し、活荷重、風荷重および地震荷重等が作用する。なお、亀裂の生長速度の評価において重要となる応力は平均応力の値より、応力振幅が支配的である。

実構造物に作用する応力は非常に複雑であるが今回の検討においては次のような仮定を設けて、解析の単純化をはかった。第1に、静的設計計算により与えられる表-2の応力が単純に最大、最小値として作用するものとする。第2に実構造物では、これらの荷重による応力はランダムに載荷されるが、解析の簡易化の爲、単一に各荷重条件での作用応力による亀裂の伝播を累加する。

なお、風荷重のうち風速が30 $\frac{\text{m}}{\text{sec}}$ 未満の場合は活荷重応力振幅の $\Delta\sigma = 3 \sim 4 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$ と同程度となり、くり返し回数が大きい活荷重の中に含まれてしまうと考え今回の検討対象外とし、風速30 $\frac{\text{m}}{\text{sec}}$ 以上のものを対象とした。

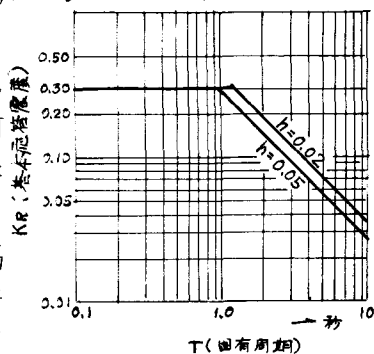


図-4 上部工に対する基本応力限度。

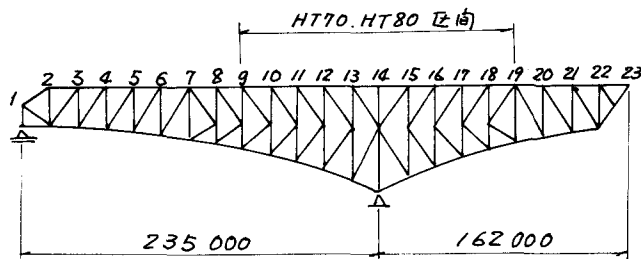
地震荷重について、その応答震度の算定においては土木研究所の応答スペクトル図(1964年版)を修正したものを使用して断面力の算出を行っている。今回検討を行っている部材はHT80を用いた定着桁の中間支付近であり、比較的固有周期が長く、図-4に示される基本応答震度をカットしていない部分であり、設計値をこえる応力のある可能性は比較的薄いと考えられる。

一方、SM58以下の鋼材が用いられている部分で今回検討の対象外としている吊桁部においては、固有周期 $T_{10}=0.7\text{sec}$ と高次での振動が問題となり、図-4での基本震度をカットしている部分になり設計応力よりも大きな応力レベルにさらされることも予想され動的弾塑性変形の問題があるが、今回の検討から省略する。

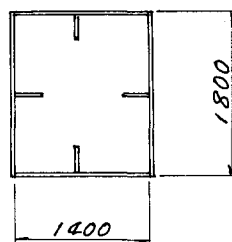
表-2 Y強桁(HT70, HT80区間)の応力表

部材	桁頂	母材の板厚 (mm)	継手部の板厚 (mm)	① 死荷重 応力	② 活荷重 応力	③ 風荷重 (基本風速50)	④ 風荷重 (基本風速40)	⑤ 風荷重 (基本風速30)	⑥ 地震荷重
9~10	HT70 (HT80)	フランジ 30 ウェブ 44	上フランジ 42,36 ウェブ 50	(kg/cm ²) 2239	(kg/cm ²) +959 -279	(kg/cm ²) ±938	(kg/cm ²) ±600	(kg/cm ²) ±338	(kg/cm ²) ±1380
10~11	HT80	" 30 40	" 48,40 52	2686	+756 -221	±1206	±972	±434	±1290
11~12	"	" 30 44	" 48,40 56	2729	+725 -145	±1391	±897	±494	±1112
12~13	"	" 30 48	" 48,40 60	2737	+638 -76	±1544	±988	±556	±1244
13~14	"	" 30 48	" 40,36 56	2847	+625 -0	±1815	±1162	±653	±1638
14~15	"	" 30 48	" 40,36 56	2851	+623 -0	±1815	±1162	±653	±1638
15~16	"	" 30 48	" 48,40 62	2838	+629 -0	±1533	±981	±552	±1364
16~17	"	" 30 46	" 48,40 60	2877	+640 -0	±1311	±839	±472	±1149
17~18	"	" 30 42	" 48,40 54	2934	+665 -0	±1132	±724	±408	±915
18~19	HT70 (HT80)	" 30 46	" 42,36 52	2647	+600 -0	±856	±548	±308	±823

()内は継手部の桁頂。



断面形



4. 繰返し数

実構造物がその耐用年数の間にさらされる種々の載荷状況の繰返し数の評価は設計の過程にも関連を有するが、不規則現象を対象としているので応力レベルの評価に増して不明な点が多い。実橋における応力頻度と載荷状況の調査に関しての貴重なデータ⁽⁴⁾があるが、数少なく主に中小橋梁の活荷重のみが対象とされていて、本橋のような大型構造物に直接用いることはできない。

そこで本検討においては問題とする実動荷重による亀裂の伝播がオーダー的に果してどの程度であるかの目安を握むという主旨のもとに、繰返し数の評価においては安全側にたって大胆な割り切り

と仮定のもとに検討した。

各荷重ケースに対しての繰り返し数の算定における大きな仮定は活荷重、風荷重および地震荷重に本橋がさらされている間、本橋は今回検討の対象としている部材に最も不利な断面力を生じさせる周期で振動すると考えていることである。次に大きな仮定を100年間に於ける各荷重ケースでの持続時間の評価に於いている。例えば、地震荷重についていえば、100年間に250gal程度の地震が1~2回程度あると想定し、地震動の持続時間を60^{sec}とし、本橋の中間支点付近の部材に対し最も卓越する4次モードにおける固有周期 $T_4=1.7^{sec}$ で最大応力を発生せしめながら振動すると考えて単純に繰り返し数を以下のように算定した。

$$N = 24/100年 \times 60^{sec}/回 \times \frac{1}{1.7^{sec}} \div 10^2 回$$

このような手法等により各荷重ケースに対する繰り返し数として下記の値を推定した。

a. 活荷重時	①+②	2×10^6
b. 風荷重時 (基本風速 50 ^{m/sec})	①+③	1×10^3
c. " (" 40 ^{m/sec})	①+④	5×10^3
d. " (" 30 ^{m/sec})	①+⑤	1×10^5
e. 地震荷重時	①+②+⑥	1×10^2

5. 疲労亀裂伝播の計算例

5-1. 着目部材

疲労亀裂伝播の計算は表-2より応力振幅の最も大きな条件下で使用される部材13~14 (14~15) について以下に計算例を示す。

5-2. K値 (応力拡大係数) の計算法

種々の研究が亀裂の伝播に関しなされているが、その生長速度の予測は最近では応力拡大係数 K により整理している。今回の検討においては図-5に示すような偏平楕円状の非貫通欠陥が先在するとしこれについての K 値は次のように表わされる。

$$K = Me \sqrt{\pi a} \left[\sin \beta + (a/b)^2 \cos^2 \beta \right]^{1/4} / \left\{ \Phi^2 - 0.2/2 (\sigma/\sigma_Y)^2 \right\}^{1/2} \quad (2)$$

$$\text{ただし } \Phi = \int_0^{\pi/2} \left[\cos^2 \theta + (a/b)^2 \sin^2 \theta \right]^{1/2} d\theta \quad \dots \dots \dots (2)$$

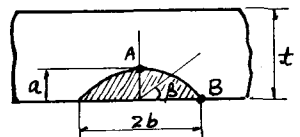


図-5 表面切欠き

Me: 自由境界の補正係数

A点 ($\beta = \pi/2$) における K 値は次の通りである。

$$K_A = Me \sqrt{\pi a} / \left\{ \Phi^2 - 0.2/2 (\sigma/\sigma_Y)^2 \right\}^{1/2} \quad \dots \dots \dots (3)$$

B点 ($\beta = 0$) における K 値は次の通りである。

$$K_B = Me \sqrt{\pi a} \cdot \sqrt{a/b} / \left\{ \Phi^2 - 0.2/2 (\sigma/\sigma_Y)^2 \right\}^{1/2} \quad \dots \dots \dots (4)$$

Me は Kobayashi Aおよび Paris の計算結果を用いて宮田⁵⁾らが次のような近似式を与えている。

$$\text{A点: } Me(A) = \left[1 + 0.12 \left(1 - \frac{a}{2b} \right)^2 \right] \left[\frac{2a}{\pi b} \tan \frac{\pi a}{2b} \right]^{1/2} \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{B点: } Me(B) = \lambda 20 \left[1 + 0.12 \left(1 - \frac{a}{2b} \right)^2 \right] \quad \dots \dots \dots (6)$$

(3), (4), (5)および(6)から K_A, K_B を計算した。

ただし、材料の降伏点は2種類の鋼板の引張試験の実績より $\sigma_Y = 78.3 \text{ kg/mm}^2$ とし板厚を50^{mm}とした。

5-3. 疲労亀裂の伝播速度について

疲労亀裂の伝播速度と応力拡大係数(K)との関係はParis らにより、次のように関係づけられている。

$$\frac{dl}{dN} = B (\Delta K)^m \quad \dots\dots\dots (7)$$

ΔK : 応力拡大係数の範囲

B, m: 材料定数

dl/dN : 疲労亀裂の伝播速度

(7)式のB, mはHT80について多くのデータはあるが、研究者によりかなりのバラツキを有する。これは試験片の形状、板厚、切欠の形状、荷重のかけ方および測定応力レベルなどの因子の影響が入っていることが考えられる。そこでこれらのバラツキの範囲の平均をとることは意味がないので新日本製鉄K.K.で行った板厚50mmのWOL型試験片による値を用いて計算した。

$$m = 2.22$$

$$B = 5.59 \times 10^{-9}$$

$$\text{しに於て } \frac{dl}{dN} = 5.59 \times 10^{-9} (\Delta K)^{2.22} \quad \dots\dots\dots (8)$$

5-4. 初期欠陥寸法の算出

計算方法および計算は征夫⁶⁾による方法およびプログラムにより行った。

初期欠陥寸法を a_i, b_i とし常に楕円形を保ちながら伝播し、最終寸法 a_{cr}, b_{cr} で脆性破壊すると考える。計算方法は a_i, b_i から ΔN ステップ毎に $\Delta a, \Delta b$ ずつ欠陥が繰り返し応力により成長するとし、それに相当する ΔK に対する dl/dN で亀裂が成長するとして計算するもので、実際には既知の最終欠陥寸法 a_{cr}, b_{cr} から逆に ΔN ステップずつ亀裂が小さくなる方向に計算して a_i, b_i を求めた。なお、この ΔN のステップが細かいほど精度の良いことは明らかである。

計算は図-2の曲線に基づいて図-6に示したような a_{cr}, b_{cr} に対する曲線上に、相当欠陥として例えば $a = 15\text{mm}, 2b = 80\text{mm}$ を選び、 a_i, b_i から100年間に a, d, c, b, e の順に荷重を受けに結果この値になるとして、初期欠陥寸法を求めた。

なお、 $\Delta K \leq 30 \text{ kg}/\text{mm}^{3/2}$ では疲労亀裂の伝播速度が非常に小さくなるとして無視して計算した。この点の ΔK を K_{th} として表わされている。⁷⁾

5-5. 計算結果

部材13~14について上記要領で計算した結果が

表-3 部材13~14の応力範囲

記号	繰返し応力範囲
a	5.3 kg/mm^2
b	36.4 "
c	23.2 "
d	13.0 "
e	36.0 "

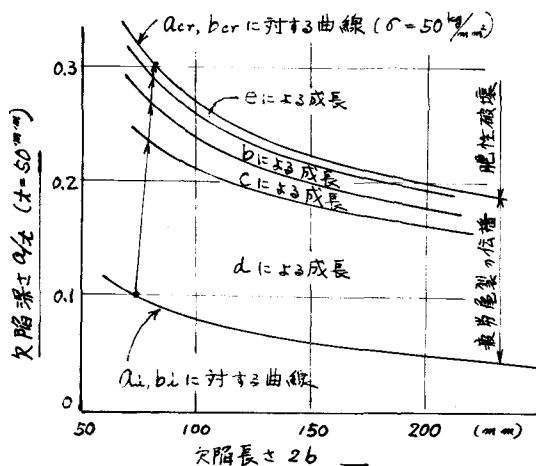


図-6 初期欠陥(a_i, b_i)、最終欠陥(a_{cr}, b_{cr})と各荷重による欠陥の成長状況

図-6および表-4である。なおこの場合の部材13~14の応力範囲は表-2より求め表-3の値を使用した。

表-4 各荷重開始英ごの欠陥の寸法 (mm)

欠陥寸法	最終値	cの開始英	bの開始英	Cによる開始英	dによる開始英 (初期値)
a	a_{cr} 15.0	14.9	13.7	11.9	5.1
2b	$2b_{cr}$ 80.0	79.8	78.8	77.4	73.6

これらより、本橋の部材13-14において作用する応力の最大値の約 $50 \frac{kg}{mm^2}$ に対し、図-2に示される脆性破壊しないための欠陥の限界条件としての $a=15mm$ 、 $2b=80mm$ の欠陥に全長しないためには最初亀裂の大きさを $a=5.1mm$ 、 $2b=73.6mm$ としなければならぬことになる。

6. むすび

近平土木構造物の長大化にともないより高強度の材料の使用される傾向とともに設計計算もよりシビアな条件下で行われる傾向にある。そこで、本報告はHT80を使用した南巻連絡橋の部材をとりあげ、実働荷重により疲労亀裂の伝播の予測の一例を示した。これらの考察にあつては、現時点で明らかでない事項に対し、非常に大きな仮定を設けているが、今後この種の問題点に対しより明確な資料を集積していくことが望まれる。以下今回の検討の結論および今後の問題点を列記する。

(1) 実働荷重作用により疲労亀裂の生長の考えられる構造物においてはその亀裂の全長が限界亀裂長さに達すると脆性破壊に転化する可能性を有するので、構造物の検査時等においてその初期欠陥を通常行われている静的な試験(Deep Notch試験, 広中試験)等で許容される欠陥よりも小さく押さえる必要がある。

(2) 構造物の耐久性を疲労亀裂伝播の観点より論ずる場合、個々の荷重ケースにおける応力レベルの大きさより、各々の荷重ケースにおける応力レベルと繰返し数の組合わせによる総合的な数値で構造物の耐久性が左右されることになる。すなわち、許容応力度法による設計においては材料特性、繰返し数等の使用条件に適合した設計許容応力度の設定および許容応力度の割り増し率の設定が望まれる。

(3) 今回の解析においてはある仮定の下に計算しているが、以下に記す仮定条件について今後検討する必要がある。

(3-1) 亀裂伝播に際して $\Delta K \leq 30 \frac{kg}{mm^2} \sqrt{mm}$ では疲労亀裂が伝播しないという前提下に計算しているが K_{th} の設定の問題。

(3-2) (1)式における材料定数の設定における大きな問題がある。すなわち B , m の値が、種々の研究によりバラツキを有している。また今回の検討では平均応力を無視しているが、R. Roberts & F. Erdogan の研究⁸⁾等においては応力比(β) {平均応力 σ_m / 振巾 σ_a } により B を補正している。

(3-3) 荷重順序については今回、 d, c, b, e, a について行っているが、実際の負荷との対応の問題およびランダム負荷の場合の伝播速度に対する荷重順序の問題など不明点が多い。このことより荷重順序を変えて計算を全ての組合わせについて検討してみ、そのうち最も亀裂伝播速度の大きいものを選んで初期欠陥の許容寸法を推定しなければならない。

(3-4) 繰り返し数の評価に対してはより適確な評価を行うためにより詳細な検討を要する。

(4) 計算結果の表-4で示されるように亀裂の伝播は表面欠陥のある場合、板厚方向伝播速度が大である。このことは今回の計算は全て軸力の作用した表面切欠のみを扱っており、このように板厚方向への欠陥の成長で破壊が支配されているが曲げでの伝播は板表面に沿って伝播しその速度も軸力に比して大きいといわれている。もちろん軸力の場合も曲げの場合も板厚の効果をも考慮しなければならぬし、疲労亀裂の伝播式についても更に精度を上げなければならない。

(5) 脆性破壊発生に対し大きな影響を与える残留応力の影響について、木原等⁹⁾は低サイクル疲労履歴との関係进行研究している。すなわち繰り返し数 10^4 回程度で顕著に荷重繰り返し効果が残留応力緩和率に影響を及ぼすと考えられる。

(6) 脆性破壊発生を K_{IC} 値を用いて、その限界亀裂の大きさを推定したに繰り返し荷重による歪時効により靱性が変化し、材質が劣化する^{ある問題がある。}すなわち本計算では、Virgin材についての K_{IC} 値を用いて、その限界亀裂の大きさを初期条件として与えているが、実際には繰り返し荷重により亀裂先端の靱性値が減少し、より小さい亀裂で脆性破壊に移行する可能性も考えられる。

参考文献

奥村、堀川、笹戸、水元；“高張力鋼の広幅試験結果について” 土木学会第27回年次学術講演会

奥村、堀川、笹戸、水元；JSSC Vol. 8, No. 79, 1972.

1) 伊藤、田中；造船学会論文集 No 129

2) 高圧力；1969 Vol. 7 No. 5

3) 阪神高速道路公団 南港連絡橋上部工設計基準

4) 例えは 国広哲男；“橋梁の応力履歴と輪荷重調査” JSSC, Vol. 5, No. 43, 1969.

5) 金沢、町田、宮田；TM委員会資料 (TM-104)

6) 征矢；新日本製鉄社内報 9% Ni 鋼板の欠陥評価について

7) 北川ほか；第3回破壊力学の応用と拡張シンポジウム 1971, 6.

8) R. Roberts & F. Erdogan；“The Effect of Mean Stress on Fatigue Crack Propagation in plate under Extension and Bending” Int. of Basic Engineering, 1967, Dec.

9) 木原、飯田、藤井；溶接学会 昭和39年度 秋季講演会