

6 章 疲労破壊に関する照査

6.1 限界状態と照査

構造物が作用頻度の大きい繰返し荷重を受け、その荷重の占める割合が大きいとき、破壊に至ることがある。このように構造物または部材が変動荷重の繰返しによって破壊に至る現象を疲労破壊と呼んでいる。

鉄道橋は、列車荷重の繰返し载荷による影響を受ける。特に短スパンの部材においてこの傾向が強く、1車軸の载荷が1回の応力振幅となるような場合等には、設計耐用期間中に数千万回オーダーの繰返し载荷を受けるため、疲労破壊がしばしば設計における決定要因となる。

鉄道のコンクリート構造物の疲労設計は古くから行われており、例えば、「建造物設計標準（昭和45年）」¹⁾や「全国新幹線網建造物設計標準（東北，上越，成田用：昭和47年）」²⁾のように、疲労の影響を受けやすい短スパンの部材に対して、許容応力度を通常より厳しく制限することから始まった。

「建造物設計標準（昭和58年）」³⁾では、列車の軸重、軸配置および本数の影響等が取り入れられた。具体的には、レンジペア法⁴⁾を用いて列車通過による構造物のランダム応答波形を個々の独立波に分解し、これにマイナー則⁵⁾を用いて設計変動断面力とその繰返しに換算し、修正 Goodman 線図⁶⁾上で疲労強度を算定する手法が導入され、構造物の形式やスパン、列車形態や列車本数に応じた疲労に対する照査法⁷⁾であった。この照査方法は、現在の疲労破壊に対する照査法のベースとなっている。

「鉄道構造物等設計標準（平成4年版）」⁸⁾は、「建造物設計標準（昭和58年）」³⁾をベースに、限界状態設計法の書式で再構築されたほか、せん断に対する照査法についても示された。また、列車荷重の種類、その組合せ、断面力の種類、スパン長などにより大幅な改訂がなされたほか、民鉄各社の列車への対応も図られた。

現在の設計標準（平成16年版）では、疲労破壊に対する限界状態は、安全性の中の一つの限界状態と位置付けられている。

疲労破壊に対する安全性の照査方法には、応力度による照査と断面力による照査の2通りの方法がある。

・ 応力度照査の場合

$$\gamma_i \cdot \sigma_{rd} / (f_{rd} / \gamma_b) \leq 1.0 \quad (6.1.1)$$

ここに、

σ_{rd} : 設計変動応力度 $(= \sigma_{rd} / (S_{rd}))$

f_{rd} : 設計疲労強度 $(= f_{rk} / \gamma_m)$

γ_m : 材料係数 (表 6.1.1)

γ_b : 部材係数

γ_i : 構造物係数

・断面力照査の場合

$$\gamma_i \cdot S_{rd} / R_{rd} \leq 1.0 \quad (6.1.2)$$

ここに,

S_{rd} : 設計変動断面力 $(= \gamma_a \cdot S(\gamma_f F_{rk}))$

R_{rd} : 設計疲労耐力 $(= R(f_{rd}) / \gamma_b)$

γ_f : 荷重係数 (表 6.1.1)

γ_a : 構造解析係数

なお、設計標準では、式 (6.1.1) による応力度照査を基本として規定されているが、せん断補強鋼材を用いない部材のように、応力度による評価とならない場合等に対して、(6.1.2) 式による部材断面力と耐力による照査を行ってもよいこととしている。

表 6.1.1 安全係数

荷重 γ_f	構造解析 γ_a	材料 γ_m		部材 γ_b	構造物 γ_i
		γ_c	γ_s		
1.0	1.0	1.3	1.05	1.0~1.1 (1.3)	1.0~1.1

() 内は、コンクリートの強度より定まるせん断耐力の算定に適用

この他に、照査指標を繰返し回数として照査することも可能である。

しかし、繰返し回数を指標として疲労破壊の照査を行うことは、照査結果から断面諸元や鋼材量へ変換する設計作業との連続性が無いことや、算定される繰返し回数の変動が大きいことが照査結果に及ぼす影響が極めて鈍感であることなどから、新設構造物の照査では用いられることが少ない。ただし、既設構造物の維持管理などで疲労寿命の算定が必要な場合には、繰返し回数を基に、年単位などの疲労寿命を算定することがある。

本章では、疲労破壊に関する照査について基本的な事項を示すとともに、実際の構造物の照査の流れを解説することとする。

なお、本章では、新設構造物の性能照査に関して説明するが、繰返しの荷重の影響は、構造物を供用する限り必ず生じる現象であるので、疲労破壊に関する照査は、新設構造物の設計のみならず、維持管理において最も重要な構造性能の照査項目となる。

6.2 コンクリート構造の基本事項

6.2.1 一般

鉄筋コンクリートの疲労破壊に対する照査は、現状では、部材としての照査に変えて、主として鉄筋とコンクリートの材料としての疲労特性を用いて行われるのが実態である。

そこで、本節では、鉄筋とコンクリートの疲労特性の基本的事項を示すこととする。

6.2.2 鉄筋の疲労強度

6.2.2.1 異形鉄筋の母材疲労強度

鉄筋の疲労特性は、一定の材質、繰返し回数で完全片振り時において、以下の条件によって異なる。

- ・ 表面形状
- ・ 熱影響
- ・ 製法
- ・ 鉄筋径
- ・ 品質
- ・ コンクリートの埋め込みの有無
- ・ 加工法

たとえば、表面形状の影響に関しては、丸鋼鉄筋と異形鉄筋を比較すると丸鋼鉄筋の方が疲労強度は高くなる。これは、異形鉄筋のふしの立ち上がり形状による局部応力の影響、形状に誘引された応力の流れによる応力集中の影響などといわれている。とくに、主たる影響はふしによる応力集中の影響と考えられており、その影響はふし高さの鉄筋径に対する比ではなく、ふしの高さによるものといわれている。そのため、太径の異形鉄筋の方が細径の異形鉄筋よりも一般的に疲労性能が低いことが実験的にも確認されている。

また、コンクリート中のある鉄筋は、ふしに加わる支圧力との関係で、中小径の鉄筋は埋め込まれた方が、太径では裸のままの方が疲労強度は高いという傾向があるといわれている。

このように、異形鉄筋の疲労特性は、種々の条件により異なるため、これらの影響を工学的に考慮して異形鉄筋の疲労強度を設定する必要がある。

鉄筋の疲労特性は、完全片振りの引張力を鉄筋に与えた実験結果に基づき、一般に、鉄筋に作用させた鉄筋の引張応力 (S) と破断回数 (疲労寿命) (N) の関係を両対数で表した S-N 線図として表されるのが一般である。

両対数上で傾きが k となる直線を考えると、両者の関係は、以下のようになる。

$$\log S = -k \log N + \alpha$$

これを変形して

$$S = 10^{\alpha} / N^k$$

となる。 α , k は、実験結果に基づき定めることになる。

設計標準では、異形鉄筋の母材の設計疲労強度 f_{srd} を、 f_{srd} と疲労寿命 N とが両対数グラフ上で直線となる式（6.2.1）により求めるものとしている。

$$f_{sr0} = 10^{\alpha_r} / N^k \quad (6.2.1)$$

ここに、

f_{sr0} : 完全片振り時の引張疲労強度

完全片振り時の鉄筋の疲労強度の算定において、 α_r および k の値は、試験データに基づいて定めている。設計標準（平成4年版）では、二羽らの研究⁹⁾において280個の試験データに基づき鉄筋径の違いを考慮して統計処理して得られた値を用いた。設計標準（平成4年版）で規定されている異形鉄筋母材のS-N線図の例を図6.2.1に示す。これにより、鉄筋径により疲労強度が異なり、径が太くなるほど疲労強度が低下する式で与えられている。また、 α_r の値は、ふしの根元に円弧がないものを対象にして定めており、ふしが鉄筋軸となす角度が60°以上のものはそのまま適用するが、60°未満のものは $\alpha_r = (4.14 - 0.0031\phi)$ 、ふしの根元に円弧が設けられたものは $\alpha_r = (4.18 - 0.0033\phi)$ とされた。

繰返し回数が200万回以上の場合に対しては、一般に200万回以下の場合よりも k の値は小さくなるが、十分なデータが現状ではないことから、試験によらない場合には安全側の措置として $k = 0.12$ をそのまま用いている。なお、材料係数として、 α_r および k の値を試験データの95%信頼限界で設定していることから、 $\gamma_s = 1.05$ を用いることとしていた。

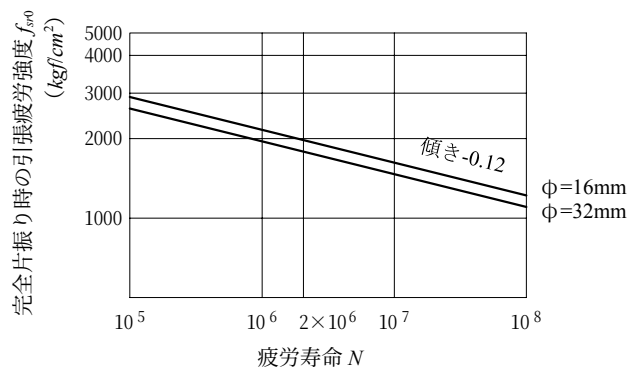


図 6.2.1 異形鉄筋母材の完全片振り時の引張疲労強度

しかし、前述のように、鉄道コンクリート構造物では、軌道スラブのように1軸一回に相当する繰返しが生じ、供用期間中に高繰返し回数が生じる構造物もあることから、設計標準（平成16年版）の改定時に高繰返し回数となる領域の構造物を合理的に設計するための検討¹⁰⁾が行われた。その結果、式（6.2.2）が得られ、設計標準（平成16年版）に記載されている。

$$f_{sr0} = 10^{\alpha_r} / N^k \quad (6.2.2)$$

ここに,

$$\alpha_r = 3.09 - 0.003\phi \quad (N \leq 2 \times 10^6 \text{ の場合})$$

$$\alpha_r = 2.71 - 0.003\phi \quad (N > 2 \times 10^6 \text{ の場合})$$

$$k = 0.12 \quad (N \leq 2 \times 10^6 \text{ の場合})$$

$$k = 0.06 \quad (N > 2 \times 10^6 \text{ の場合})$$

なお、この式 (6.2.2) では、 N 回の繰返しに対する完全片振り時（最小応力度が 0 のとき）の鉄筋の疲労強度 (f_{sr0}) が得られる。しかし、実構造物の場合は、最小応力度に応じた疲労強度を求める必要がある。

鉄道構造物の疲労に対する照査では、古くから、疲労破壊に最小応力度がどのように影響するかを評価するためにグットマン線図を用いて、式 (6.2.3) により最小応力度 $\sigma_{\min}$ が発生している鉄筋の疲労強度の特性値 f_{srk} を求めている。なお、グッドマン線図は、ある一定繰返し回数において破壊するときの最小応力と最大応力との関係を連続的に表わしていることが特徴である。

$$f_{srk} = f_{sr0} \cdot (1 - \sigma_{\min} / f_{suk}) \quad (6.2.3)$$

ここに,

f_{srk} : 鉄筋の引張疲労強度

f_{sr0} : 完全片振り時の引張疲労強度

f_{suk} : 鉄筋の引張強度の特性値

$\sigma_{\min}$: 最小応力度、圧縮の場合は 0

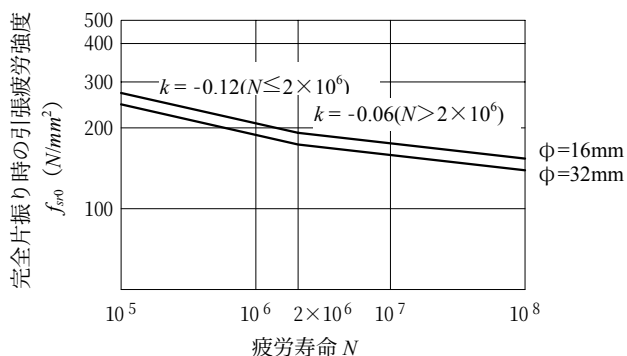


図 6.2.2 異形鉄筋母材の完全片振り時の引張疲労強度

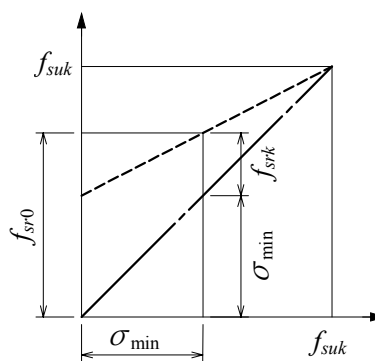


図 6.2.3 グッドマン線図

6.2.2.2 鉄筋折り曲げ部の疲労強度

折曲げ鉄筋やスターラップのように鉄筋が折り曲げられると、母材に比べ疲労強度が低下することが知られている。

折曲げ部付近のひずみの測定例¹¹⁾によると、スターラップおよび折曲げ鉄筋ともに曲げ内面のひずみが、曲げ内外面の平均ひずみに対して 1.4 倍程度となっており、このことが、折り曲げられた鉄筋の疲労強度が母材に対して低下する一つの理由であると考えられる（図 6.2.4 参照）。

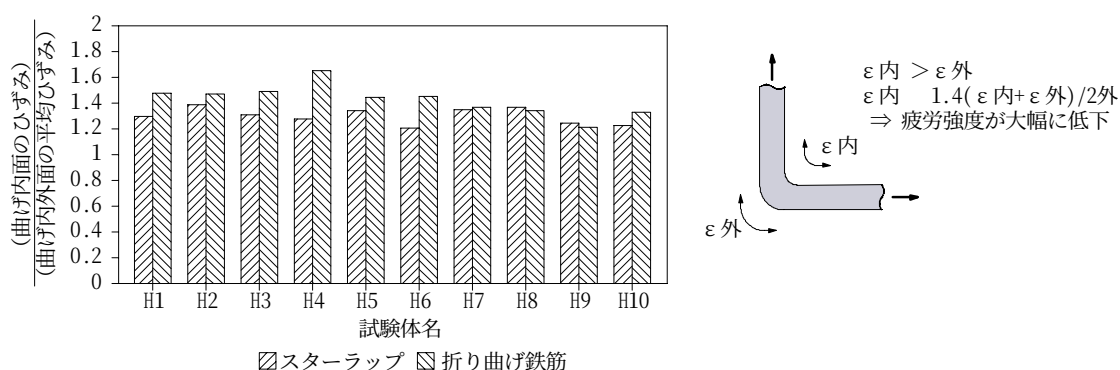


図 6.2.4 曲げ内外面のひずみ¹¹⁾

なお、スターラップ等の折り曲げられた鉄筋の疲労強度は、はりのせん断疲労破壊試験に基づき、その推定が行なわれた。

この実験的検討¹²⁾によると、鉄筋母材の疲労強度 f_{sr0} に対するはりがせん断疲労破壊した時のスターラップの疲労強度 f_{wr0} の比 (f_{wr0}/f_{sr0}) と、はりの有効高さ d に対するスターラップの配置間隔 s の比 (s/d) との関係が得られ、 s/d が大きくなると、 f_{wr0}/f_{sr0} の値が小さくなる傾向があることが分かった（図 6.2.5 参照）。これは、はりのせん断疲労破壊を限界状態と考えるとした場合、スターラップを密に配置することによってスターラップ 1 本が破断しても他のスターラップに応力が分配されるためであるとされている。

この結果をもとに、スターラップを有するはりの疲労強度にスターラップの配置間隔による影響を考慮することとし、 $f_{sr0}' = f_{sr0} (1 - 0.57 s/d)$ を仮定して試験値を再整理して、 s/d と疲労強度の関係が得られた（図 6.2.6 参照）。なお、 f_{wr0}/f_{sr0}' として、平均値 $\mu_1=1.04$ 、変動係数 $\delta_1=15.0\%$ で試験値を推定することができる。

なお、実構造物の照査に、この知見を適用するためには、鉄筋母材の疲労強度の推定精度（平均値 $\mu_2=1.0$ 、変動係数 $\delta_2=9.6\%$ ）⁹⁾ との違いおよびスターラップの最大配置間隔を構造細目において、有効高さの 0.5 倍以下としていることなどを考慮する必要がある。

これらのことを勘案して、スターラップの疲労強度を鉄筋母材の疲労強度に対する低減率を求めると約 65% となり、設計標準（平成 4 年版）では、折り曲げられた鉄筋の疲労強度を母材に対して 65% に低減するように定めている。

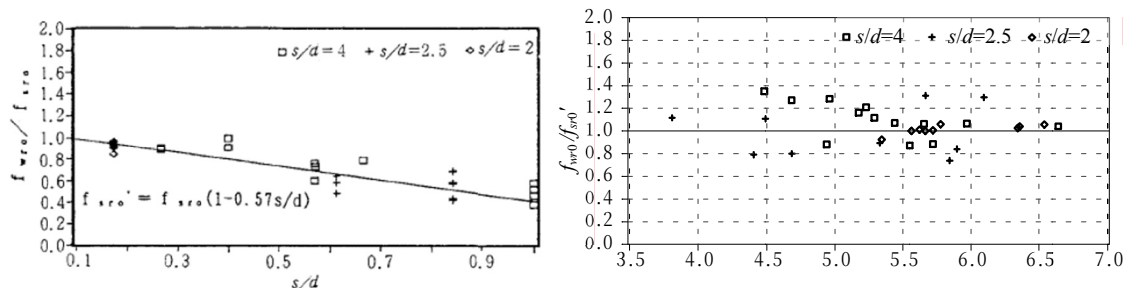


図6.2.5 スターラップの配置間隔の影響¹²⁾ 図6.2.6 s/d を考慮した疲労強度の推定¹²⁾

6.2.2.3 継手部や溶接部の疲労強度

鉄筋の継手には、種々の工法があるが、それぞれ工法に応じて疲労強度が異なるため、実験によって求めなければならない。なお、継手部の疲労強度は母材の疲労強度よりも小さくなり、ガス圧接継手では、この比が 70%程度になる。また、溶接による鉄筋の組立に対しても疲労強度は大幅に低下するため、試験によらない場合には、母材の 50%とする必要がある。

6.2.3 PC 鋼材の疲労強度

設計標準では、プレストレストコンクリート構造物の照査においては、ひび割れの発生を許容しない従来の PC 構造と、ひび割れを許容する PRC 構造が規定されている。

PC 構造では、ひび割れの発生を許容しないため PC 鋼材の応力変動が小さく、疲労の検討を省略することができる。しかし、PRC 構造のようにひび割れを許容する場合には、PC 鋼材の応力変動が PC 部材に比べ比較的大きくなるため、PC 鋼材の疲労についても検討する必要がある。

設計標準では、鋼線については、ストランドを用いた母材およびはり試験結果^{13), 14), 15)}、鋼棒については径 32mm 丸棒母材およびはり試験結果^{16), 17)}をもとに、それぞれ定められた。

PC 鋼より線および、PC 鋼棒の S-N 線図を、図 6.2.7 および図 6.2.8 に、それぞれ示す。

図 6.2.7, 6.2.8 に示されるように試験値のばらつきが大きいことから、設計標準における PC 鋼材疲労強度の規定は、もともと当面の照査に用いる場合と位置付けられおり、安全側の値を与えるように規定したものである。

今後の課題として、試験条件（鋼材種別、径、はり単体、定着方式、応力レベル、腐食の影響等）を体系的に整理できるように試験データの蓄積と検討が必要である。

表 6.2.1 α_r および k の値 ($f_{pr0} = 10^{\alpha_r} / N^k$)

	PC 鋼線および PC より線	PC 鋼棒
α_r	4.6	4.4
k	0.19	0.16

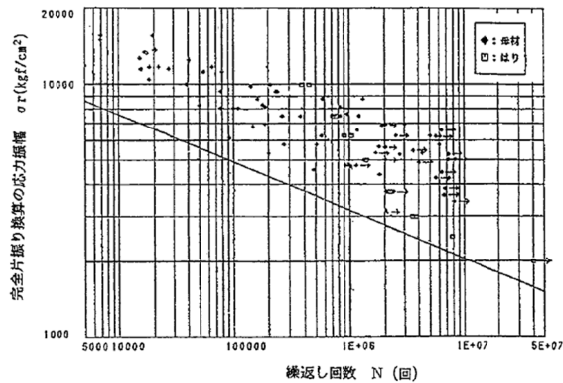


図 6.2.7 PC 鋼より線の S-N 線図¹⁸⁾

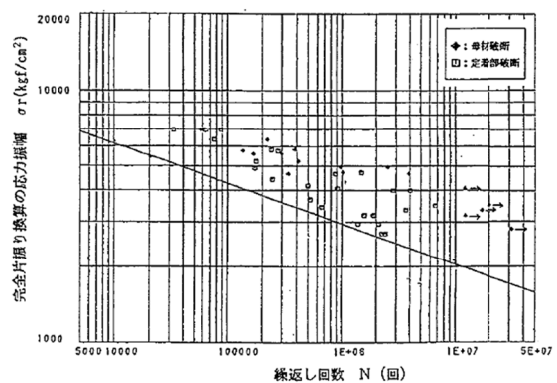


図 6.2.8 PC 鋼棒の S-N 線図¹⁸⁾

6.2.4 コンクリートの疲労強度

設計標準では、式 (6.2.4) によりコンクリートの設計疲労強度を規定している。

式 (6.2.4) に示されるようにコンクリートの疲労は、鋼材の場合と異なり、片対数座標上で疲労寿命と応力度に直線関係が成り立つと仮定して試験データをもとに定めたものである。

$$f_{crd} = k_1 f_k \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{f_k} \right) \left(1 - \frac{\log N}{K} \right) / \gamma_c \quad (6.2.4)$$

ここに、

f_{crd} : コンクリートの設計疲労強度

f_k : コンクリートのそれぞれの強度の特性値

K : 10 (普通コンクリートにおいて継続してまたはしばしば水で飽和される場合および軽量コンクリートの場合)

17 (その他の一般の場合)

k_1 : 0.85 (圧縮および曲げ圧縮の場合)

1.0 (引張および曲げ引張の場合)

$\sigma_{\min}$: コンクリートの応力度の絶対値の最小値 (交番荷重を受ける場合は、一般に 0 とする)

N : 疲労寿命

γ_c : 材料係数で、一般に 1.3 とする。

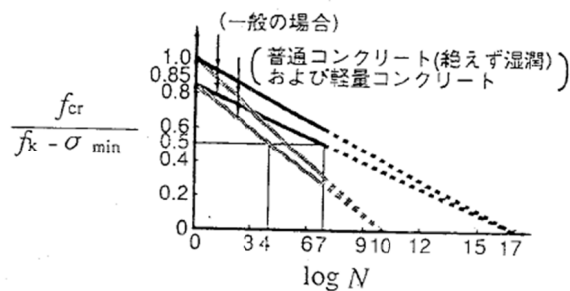


図 6.2.9 コンクリートの S-N 線¹⁸⁾

表 6.2.2 に、コンクリートの圧縮応力度と疲労寿命の関係を示した。これによると、疲労の検討に用いる荷重の組合せにより生ずる圧縮応力度($\sigma_{\min} + f_{rd}$)が $0.5 f'_{cd}$ 以下であれば、 $\sigma_{\min}$ の値により異なるものの疲労寿命が 10^7 回以上となり、このような条件下では、コンクリートの疲労破壊は生じ難いことが分かる。

ただし、表 6.2.2 に示すように軽量骨材コンクリートや湿潤状態にあるコンクリートは、普通コンクリートや気乾状態のコンクリートに比べて疲労強度が低下するため、圧縮応力度が上記値以下であっても疲労に対する検討を行う必要がある。

新設構造物の性能照査では、雨水の影響などの乾燥条件は想定に基づいて行われるが、季節構造物の性能照査では、乾燥条件が想定した条件と異なる場合は、雨水の影響などを考慮して検討を行う必要性を示唆しているものと考えられる。

表 6.2.2 コンクリートの応力度と疲労寿命

$\sigma_{\min} + f_{rd}$	$\sigma_{\min}$	繰返回数 LogN		$\sigma_{\min} + f_{rd}$	$\sigma_{\min}$	繰返回数 LogN	
		普通コ	軽量コ			普通コ	軽量コ
$\times f'_{cd}$	$\times f'_{cd}$			$\times f'_{cd}$	$\times f'_{cd}$		
0.1	0	15.0	8.82	0.5	0	7.0	4.12
0.2	0	13.0	7.65	0.5	0.1	8.1	4.77
0.2	0.1	14.8	8.71	0.5	0.2	9.5	5.59
0.3	0	11.0	6.47	0.5	0.3	11.3	6.65
0.3	0.1	12.6	7.41	0.5	0.4	13.7	8.06
0.3	0.2	14.5	8.53	0.6	0.1	5.9	3.46
0.4	0	9.0	5.29	0.6	0.2	7.0	4.12
0.4	0.1	10.3	6.06	0.6	0.3	8.4	4.96
0.4	0.2	12.0	7.06	0.6	0.4	10.3	6.06
0.4	0.3	14.1	8.29	0.6	0.5	13.0	7.65

6.2.5 セン断補強鉄筋を用いない部材の設計せん断耐力

せん断補強鉄筋を用いる場合、最終的な疲労破壊は、せん断補強鉄筋の疲労破断により生じるため、せん断補強鉄筋の作用応力度と鉄筋の疲労強度を比較して、疲労破壊に対する照査を行うことになる。しかし、せん断補強鉄筋を用いない部材の場合は、せん断耐力に関する疲労限界図（図 6.2.10）によって、照査を行うこととしている。

棒部材に対する設計せん断疲労耐力 V_{rcd} は、次式による。

$$V_{rcd} = V_{cd} \cdot (1 - V_{pd} / V_{cd}) \cdot (1 - \log N / 11) \quad (6.2.5)$$

ここに、

V_{cd} : コンクリートの設計せん断耐力で、 $\gamma_b = 1.3$ を用いる。

V_{pd} : 永久荷重による設計せん断力

また、面部材としての鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断疲労耐力 V_{rpd} についても、同様に次式による。

$$V_{rpd} = V_{pcd} \cdot (1 - V_{pd} / V_{pcd}) \cdot (1 - \log N / 14) \quad (6.2.6)$$

ここに、

V_{pcd} : コンクリートの設計押抜きせん断耐力で、 $\gamma_b = 1.3$ を用いる。

V_{pd} : 永久荷重による設計押し抜きせん断力

式 (6.2.5) は、上田¹⁹⁾ などの研究結果より、また、式 (6.2.6) は、角田²⁰⁾ らの研究結果より生存確率が 95% 以上になるように求めたものである。

なお、実験値は、繰返し回数がほぼ 200 万回以下の範囲のものであるため、この範囲以下で適用するのがよい。

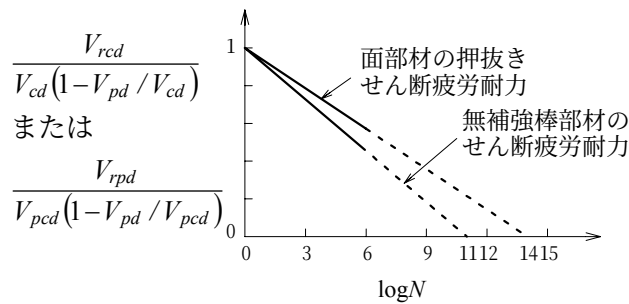


図 6.2.10 コンクリートのせん断疲労耐力

6.3 応答値の算定

6.3.1 実列車荷重の取扱い

実構造物に列車が走行すると、車両の軸重、軸距は、車両により異なるため、構造物には、不規則な断面力が生じることとなる。

また、けたの上を列車が走行した場合、けたに発生するモーメントの時間変化は、列車の一軸によって発生するモーメントが軸数だけ繰返されるのは非常に短いスパンの場合に限られる。一般には図 6.3.1 のようにスパンの増加に応じてモーメントの変化は少なくなってくる。

このように、構造物のスパンによっても、不規則な断面力の程度が異なることになる。

したがって、実構造物の疲労破壊に対する照査では、車両の形態や構造物の特性によって異なる列車荷重による繰返し応力の影響を評価することが必要となる。

設計標準では、種々の大きさをもつ独立した応力の繰返しに等価に換算する方法を用いている。

実応力の波形を、独立した応力波の繰返しに換算する方法としては、レンジペア法、レインフロー法、ピーク法、ゼロアップクロス法など数多くの方法が提案されている。

鉄道構造物では、列車の通過により生ずる複雑なモーメントの影響線を、独立波のモーメントの繰返しに換算する方法として、レンジペア法が最も適しているといわれている²¹⁾。これは、次のような方法である。

たとえば、列車 1 本の通過により、検討断面に図 6.3.2 のようなモーメントが発生したとする。それを用いて、不規則な波形を単純な波形に変換し、単純化した断面力波形を用いて、断面力（振幅）の頻度分布を作成することとなる。

頻度分布が得られれば、着目する断面力の影響に、その他の断面力の影響を後述するマイナー則を用いて換算することが可能となる。一般には、最大断面力の影響に換算することとなる。

この方法を用いることで、不規則な断面力ごとに鉄筋の応力度を算定し、それらの累積損傷を算定することなく、最大断面力に対する鉄筋の応力度（変動応力度）を算定し、先に説明した疲労強度との大小関係を用いて、疲労破壊に対する照査を行うことが可能となる。

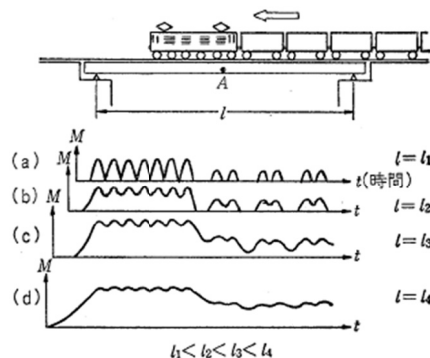
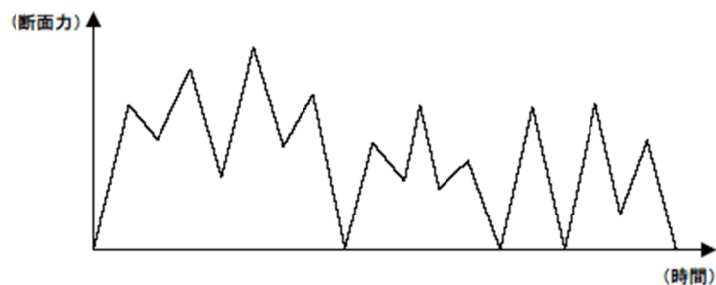


図 6.3.1 A 点モーメントの時間変化⁷⁾

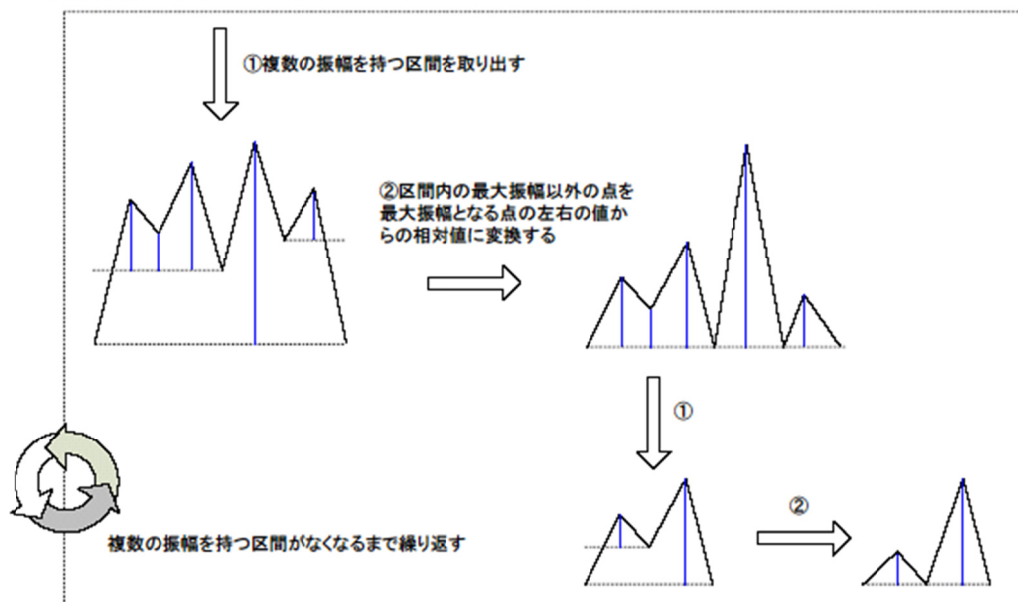
レンジペア法

析に発生する断面力などの不規則な波を1つ1つの変動に分けて数える方法

(1)対象の断面力波形の変換



不規則な波形を単純な波形に変換する。



(2)振幅の頻度分布の作成

単純化した断面力波形において、断面力(振幅)の頻度分布を作成する。

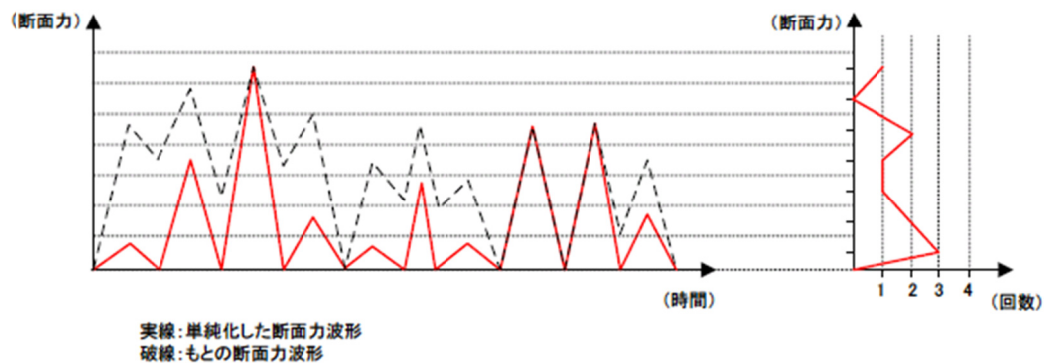


図 6.3.2 レンジペア法の説明図

6.3.2 累積損傷に関する被害則

実構造物は、大きさや周期が不規則に変化する変動作用の繰返しを受ける。一方、材料あるいは部材の疲労試験は、その大きさが一定の繰返し荷重により疲労寿命を算定する方法が用いられている。したがって、実構造物の照査では、この両者を結びつけることが必要となる。

その場合、一定荷重繰返しによる疲労寿命から、変動荷重の疲労寿命を推定する方法を用いるのが便利となる。この方法は、累積損傷に関する被害則と呼ばれ、設計標準では、マイナー則を適用している。

マイナー則は、任意の大きさの応力 σ_{ri} ($i=1, 2, \dots, m$) の一定繰返し応力による疲労寿命が、それぞれ N_i ($i=1, 2, \dots, m$) であるとき、実際に作用する σ_{ri} の応力の繰返し回数が n_i であれば、 σ_{ri} による疲労損傷度は n_i/N_i であり、すべての σ_{ri} による累積疲労損傷が 1 になったとき疲労破壊が生じるとしたものである。すなわち、

$$\sum_{i=1}^m n_i / N_i = 1 \quad (6.3.1)$$

が成立するとき、疲労破壊が生じるとするものである。

簡単のために、 σ_{r1} σ_{r2} の二つの変動応力の場合を例にしてマイナー則を適用すると以下のようなになる (図 6.3.3 参照)。

$$n_1 / N_1 + n_2 / N_2 = 1$$

あるいは

$$n_1 / N_1 = (N_2 - n_2) / N_2$$

すなわち、応力 σ_{r1} を n_1 回繰返したときの損傷は、応力 σ_{r2} を $(N_2 - n_2)$ 回繰返したときの損傷に等しく、図中の B 点と C 点の損傷度は等しいことになる。

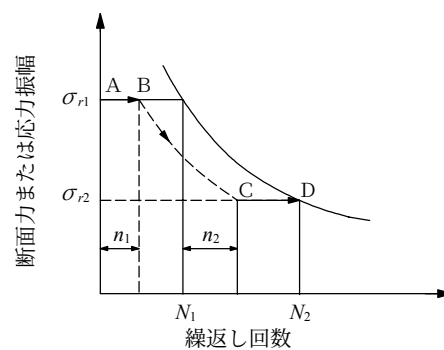


図 6.3.3 マイナー則の説明

このマイナー則は、モーメントの時間変化を一定のモーメントの繰返しに換算したり、数種類の列車が走行するときの影響を換算して疲労寿命を推定するときに用いられており、現状の疲労破壊に対する照査では、重要なルールである。

6.3.3 列車荷重による繰返し回数の算定

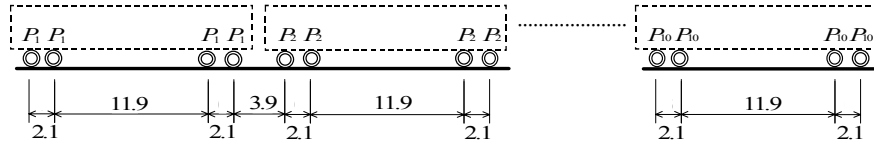
列車荷重による繰返し回数の算定では、いくつかの検討が必要となる。設計標準で用いている列車荷重による繰返し回数の算定方法を、その流れに従って説明する。

6.3.3.1 列車の選定およびモデル化

疲労破壊に対する照査を行うには、当該構造物の変動応力を発生させる列車荷重による影響を考慮しなければならない。

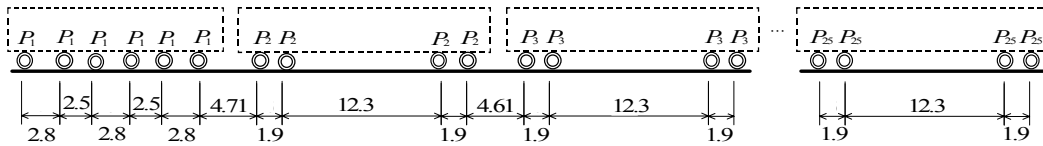
車両の走行による変動応力は、車両の形態（軸重や軸距）により異なるため、実際に走行するすべての車両の影響を考慮することが原則である。しかし、この方法は、実際に走行する車両には種々の形態があるため煩雑となる。そこで、設計標準では、車両の特性を、旅客列車（電車）、貨物列車（機関車けん引式）、新幹線列車の 3 つに大別しモデル化し、それぞれの走行本数を設定することとしている。

モデル化した車両の特性を図 6.3.4 に示す。



旅客列車

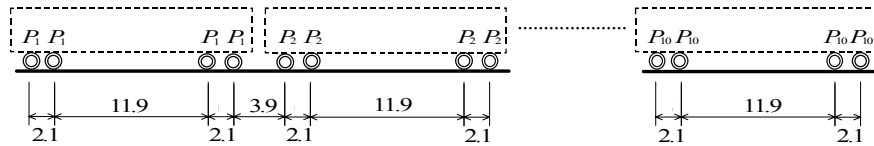
$P_1 = 100$	$P_2 = 124$	$P_3 = 124$	$P_4 = 100$	$P_5 = 100$
$P_6 = 124$	$P_7 = 108$	$P_8 = 124$	$P_9 = 124$	$P_{10} = 100$



貨物列車

機関車： $P_1 = 164$ 貨車： $P_2 \sim P_{25} = 145$

(a) 一般線



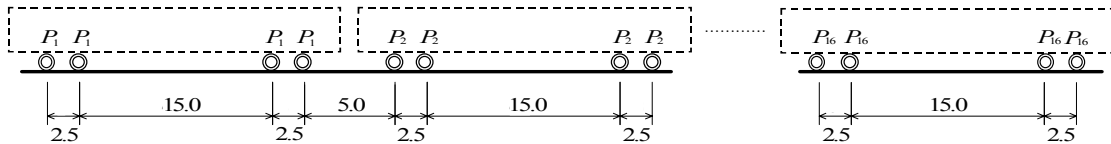
電車列車1：

$P_1 = 100$	$P_2 = 124$	$P_3 = 124$	$P_4 = 100$	$P_5 = 100$
$P_6 = 124$	$P_7 = 108$	$P_8 = 124$	$P_9 = 124$	$P_{10} = 100$

電車列車2：

$P_1 = 130$	$P_2 = 156$	$P_3 = 156$	$P_4 = 130$	$P_5 = 130$
$P_6 = 156$	$P_7 = 140$	$P_8 = 156$	$P_9 = 156$	$P_{10} = 130$

(b) 電車専用線



新幹線A

新幹線列車1：

$P_1 = 107$	$P_2 = 107$	$P_3 = 114$	$P_4 = 107$
$P_5 = 107$	$P_6 = 114$	$P_7 = 114$	$P_8 = 107$
$P_9 = 114$	$P_{10} = 107$	$P_{11} = 107$	$P_{12} = 114$
$P_{13} = 114$	$P_{14} = 114$	$P_{15} = 114$	$P_{16} = 107$

新幹線列車2：

$P_1 = 130$	$P_2 = 130$	$P_3 = 136$	$P_4 = 130$
$P_5 = 130$	$P_6 = 136$	$P_7 = 136$	$P_8 = 130$
$P_9 = 136$	$P_{10} = 130$	$P_{11} = 130$	$P_{12} = 136$
$P_{13} = 136$	$P_{14} = 136$	$P_{15} = 136$	$P_{16} = 130$

新幹線B

新幹線列車1：

$P_1 = 142$	$P_2 = 148$	$P_3 = 157$	$P_4 = 142$
$P_5 = 142$	$P_6 = 148$	$P_7 = 157$	$P_8 = 148$
$P_9 = 142$	$P_{10} = 148$	$P_{11} = 157$	$P_{12} = 142$
$P_{13} = 142$	$P_{14} = 148$	$P_{15} = 157$	$P_{16} = 148$

新幹線列車2：

$P_1 = 169$	$P_2 = 177$	$P_3 = 184$	$P_4 = 169$
$P_5 = 169$	$P_6 = 177$	$P_7 = 184$	$P_8 = 177$
$P_9 = 169$	$P_{10} = 177$	$P_{11} = 184$	$P_{12} = 169$
$P_{13} = 169$	$P_{14} = 177$	$P_{15} = 184$	$P_{16} = 177$

(c) 新幹線

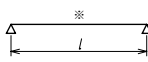
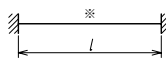
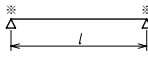
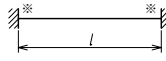
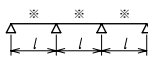
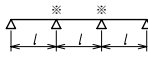
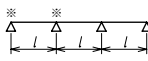
図 6.3.4 実列車荷重の軸配置 (m) と軸重 (kN)

6.3.3.2 車両特性に応じた繰返し回数の算定

列車による総繰返し回数を算定するためには、まず、モデル化した個々の車両を用いて、設計対象構造物や部材上を走行させ、それぞれの繰返し回数を算定することが必要になる。この繰返し回数は、一般に、最大断面力（曲げモーメント、せん断力）の影響に、先に説明したレンジペア法とマイナー則を用いて換算することとしている。これは、疲労破壊に対する照査には、鉄筋応力度が用いられるが、ここでは、断面力と鉄筋応力度は、比例関係になるという前提条件に基づいたものである。ただし、せん断力に関しては、せん断補強鋼材の疲労は、せん断補強鋼材以外が受け持つせん断耐力の影響も含めて照査されるため、比例関係にあるとは言い切れない部分もあるため、この方法は厳密ではないことに留意する必要がある。

なお、断面力は、構造物の形式や、モデル化した部材の境界条件、部材長さなどによって、列車荷重の影響度合いが異なるため、設計標準では、構造物をそれぞれ適切な構造部材にモデル化することとしている（表 6.3.1 参照）。このモデル化した部材上を個々の列車荷重を走行させて、発生する断面力を、着目点の最大断面力の繰返し回数に、レンジペア法を用いて換算することになる。

表 6.3.1 部材の構造形式とスパン、断面力の種別と着目点

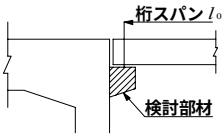
部材の 構造形式	スパン	断面力	着目点	備 考	部材の 構造形式	スパン	断面力	着目点	備 考
単純梁	5～50m	曲げモー メント	スパン 中央		両端固定梁	2～15m	曲げモー メント	スパン 中央	
		せん断力	支点					支点	
ラーメン 構造梁	6～15m	曲げモー メント	スパン 中央				片持梁	1～5m	せん断力
			支点		曲げモー メント	支点			
		せん断力	支点			せん断力			支点

注) ※印は着目点を示す。

なお、表 6.3.1 は、当然、スパン方向に列車が走行する場合の繰返し回数である。しかし、実構造物では、橋軸直角方向の梁などのように、着目する部材のスパン方向に列車が走行しない部材もある。このような部材の繰返し回数を厳密に検討する場合には、構造物を3次元にモデル化して、繰返し回数を算定することが必要になるが、実務においては、煩雑となり現実的ではない。そこで、事前に厳密な検討を行い、部材のスパン方向に列車

が走行しない場合の検討を行い、表 6.3.2 のように、着目部材の繰返し回数を算定する場合のモデル化した構造形式とスパンの取り扱いを用いている。

表 6.3.2 等価繰返し回数の算定に用いる構造形式とスパンの取り扱い

構造物	算定部材	等価繰返し回数	
		スパン	構造形式
ラーメン高架橋	縦梁	柱軸線間縦梁スパン	①1 径間 両端固定梁
	横梁	柱軸線間横梁スパン	②上記以外 ラーメン構造物
	片持ちスラブ 片持ち梁 (線路直角方向)	柱軸線間縦梁スパンの 80%	単純梁
	径間スラブ	柱軸線間縦梁スパンの 80%	両端固定梁
桁	複線スラブ桁	桁のスパン	単純梁
	2 線以上を支持する構造物 の線路方向部材	桁のスパン	線路方向の構造形式による
	横梁	主梁軸線間距離	両端固定梁
	片持ちスラブ 片持ち梁 (線路直角方向)	桁のスパン (支点中心間距離) の 80%	単純梁
	径間スラブ	主梁軸線間距離	両端固定梁
その他	桁受け部 支承部支圧筋		支持する桁の構造形式による (支点)

6.3.3.3 照査に用いる列車荷重への換算

個々の列車に対する繰返し回数が得られた場合、個々の列車による繰返し回数を一つの列車に対する繰返し回数に換算する。

設計標準では、疲労破壊以外の照査では、標準列車荷重を用いて照査しているため、照査の簡便さを考慮して、個々の列車による影響を、標準列車荷重の影響に換算することとしている。

これにより、鉄筋応力度などの応答値を、標準列車荷重による断面力を用いて算定することが可能となる。すなわち、実際に走行する列車の影響を標準列車荷重の影響へ換算して照査することになる。

なお、実列車荷重をA列車荷重とB列車荷重の2つとし、標準列車荷重に換算して照査を行う場合、総等価繰返し回数 ΣN は、式(6.3.2)により算定することが出来る。

$$\Sigma N = 365 \cdot T \cdot J_A \cdot N_A \cdot \left(\frac{S_A}{S_C} \right)^{1/k} + 365 \cdot T \cdot J_B \cdot N_B \cdot \left(\frac{S_B}{S_C} \right)^{1/k} \quad (6.3.2)$$

ここに、

T : 設計耐用期間 (年)

S_A/S_C : A列車荷重と標準列車荷重の最大変動断面力比

S_B/S_C : B列車荷重と標準列車荷重の最大変動断面力比

S_A, S_B : 実列車荷重 (A列車荷重, B列車荷重) による最大変動断面力

S_C : 標準列車荷重による最大変動断面力

N_A, N_B : S_A, S_B に対する列車1編成あたり等価繰返し回数 (回)

J_A, J_B : 実列車の1線・1日あたりの本数 (本/日)

k : S-N線図の勾配

6.3.4 鋼材応力度の算定

6.3.4.1 軸方向鉄筋およびコンクリートの応力度の算定

曲げモーメントまたは曲げモーメントと軸力を受ける部材の軸方向引張鉄筋の応力度は、以下の仮定に基づいて算定することとしている。

- ① 縦ひずみは、部材の中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートおよび鋼材は、一般に弾性体とする。
- ③ コンクリートの引張応力は、無視する。
- ④ コンクリートおよび鋼材の弾性係数は、適切に設定する。

なお、コンクリートの圧縮疲労を照査する場合は、圧縮応力度は、圧縮応力の三角形分布の応力と同位置に合力の載荷位置がくるようにした矩形応力分布の応力度とすることとしている。

6.3.4.2 セン断補強鉄筋の応力度の算定¹⁸⁾

疲労に対する検討に際して、鉛直スターラップと折曲げ鉄筋を併用した場合のそれぞれの応力度を算定する必要がある。

(a) 作用せん断力と抵抗力

作用せん断 S は、式 (6.3.3) のように永久荷重と変動荷重成分に区分できる。また、抵抗力 V は、式 (6.3.4) に示すように鉛直スターラップの負担分と折曲げ鉄筋の負担分およびコンクリートの負担分から形成される。式 (6.3.4) 中において、コンクリートの負担分 $k_r V_c$ は、既往の試験結果¹⁹⁾ によると繰返し回数の増加とともに減少することが認められており、繰返し回数 N 回におけるコンクリートの負担分を $V_c(N)$ とすると、式 (6.3.5) の関係があることが示されている。

なお、照査においては、安全側でかつ簡便性を考慮して、繰返し回数が 10^7 回程度とすると $10^{-0.036 \log N}$ の値が 0.56 となることから、一定値 0.5 を用いてよいこととしている。

$$\text{作用せん断力 } S = V_p + V_r \quad (6.3.3)$$

$$\text{抵抗力 } R = V_w + V_b + k_r V_c \quad (6.3.4)$$

ここに、

V_p : 永久作用によるせん断力

V_r : 変動荷重によるせん断力

V_w : スターラップが負担するせん断力

V_b : 折曲げ鉄筋が負担するせん断力

$k_r V_c$: コンクリートが負担するせん断力

$$V_c(N) = k_r \cdot V_c = 10^{-0.036 \log N} \cdot V_c \quad (6.3.5)$$

(b) 永久荷重応力度と変動荷重応力度の関係

変動荷重を受けるせん断補強鉄筋の応力振幅は、繰返し回数の対数に比例して増加すること、また、除荷時には作用せん断力ー応力度図中 (図 6.3.5) の $-V_c$ を目指し、再載荷時にも同一の径路をたどることが認められている¹⁹⁾。したがって、 σ_p , σ_r をそれぞれ荷重の永久成分および変動成分に対応するせん断補強鉄筋の応力度とすれば、図 6.3.5 中に示した関係より、以下の応力度関係が導かれる。

変動荷重応力度：

$$\sigma_r = \frac{V_r}{V_c + V_p + V_r} (\sigma_r + \sigma_p) \quad (6.3.6)$$

永久荷重応力度：

$$\sigma_p = \frac{V_c + V_p}{V_c + V_p + V_r} (\sigma_r + \sigma_p) \quad (6.3.7)$$

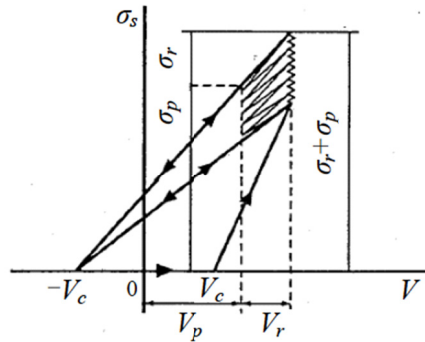


図 6.3.5 繰返し荷重と応力度の関係²¹⁾

(c) スターラップと折曲げ鉄筋のひずみの相互関係

スターラップと折曲げ鉄筋のひずみ関係は、図 6.3.6 に示すようにせん断スパン内において主ひずみが部材軸に対して 45°の方向に生じているとし、主圧縮ひずみが微少でこれを無視できると仮定して求めた式で、両者の応力度には次の関係が成立する。

鉛直スターラップのひずみ	$\varepsilon_w = \varepsilon_1 / 2$	
折曲げ鉄筋のひずみ	$\varepsilon_b = \varepsilon_1 / 2 (\cos \theta_b + \sin \theta_b)^2$ より	
	$\varepsilon_b = \varepsilon_w (\cos \theta_b + \sin \theta_b)^2$	
ヤング係数が等しい場合	$\sigma_b = \sigma_w (\cos \theta_b + \sin \theta_b)^2$	(6.3.8)

これは、折曲げ鉄筋の部材軸とのなす角度 θ_b が 45°の場合、常に折曲げ鉄筋の応力度は、スターラップの応力度に対して 2 倍の関係となる。

スターラップおよび折曲げ鉄筋の繰返し荷重下におけるひずみの測定例¹²⁾を図 6.3.7 に示す。これは、せん断スパン中央付近の断面図心位置の同位置にあるスターラップおよび折曲げ鉄筋各 1 本のひずみ（折曲げ鉄筋の最大荷重および最小荷重時のひずみ $\varepsilon_{b \max}$, $\varepsilon_{b \min}$, スターラップのひずみ $\varepsilon_{w \max}$, $\varepsilon_{w \min}$ ）と繰返し回数 ($\log N$) の関係を示したものである。これによると、スターラップおよび折曲げ鉄筋両方のひずみは繰返しに伴い増加し、折曲げ鉄筋のひずみは同位置のスターラップのひずみのほぼ 2 倍の値が測定されている。なお、図 6.3.7 に、式 (6.3.15~18) に基づいて求めた折曲げ鉄筋のひずみの計算値を併せて示したが、この測定値に対してほぼ一致する結果となっている。

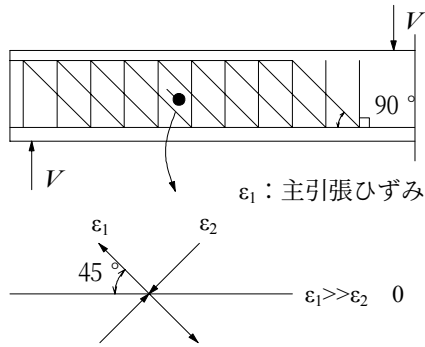


図 6.3.6 45° のひずみ場の仮定

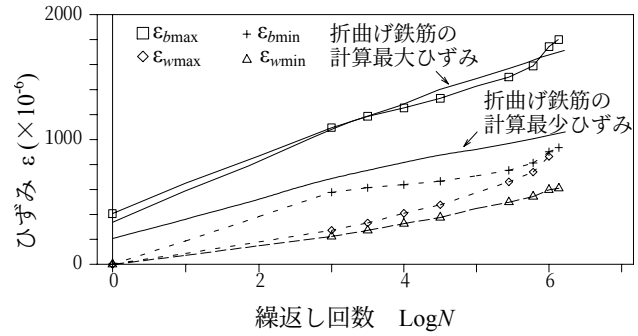


図 6.3.7 繰返しによる鉄筋ひずみの変化¹²⁾

(d) 鉛直スターラップと折曲げ鉄筋の応力度算定式の誘導

作用せん断力と抵抗力の関係より

$$V_w + V_b + k_r V_c = V_p + V_r \quad (6.3.9)$$

圧縮斜材の角度を 45° とするトラス理論より

$$V_w = \sigma_w \cdot A_w \cdot z / s \quad (6.3.10)$$

$$V_b = \sigma_b \cdot A_b \cdot z (\cos \theta_b + \sin \theta_b) / s_b \quad (6.3.11)$$

ひずみの相互関係より

$$\sigma_b = \sigma_w (\cos \theta_b + \sin \theta_b)^2 \quad (6.3.12)$$

永久・変動応力度の関係より

$$\sigma_r = \frac{V_r}{V_c + V_p + V_r} (\sigma_r + \sigma_p) \quad (6.3.13)$$

$$\sigma_p = \frac{V_c + V_p}{V_c + V_p + V_r} (\sigma_r + \sigma_p) \quad (6.3.14)$$

式 (6.3.9) ~ (6.3.14) より、鉛直スターラップと折曲げ鉄筋の永久・変動荷重時のそれぞれの応力度算定式を誘導すると次式となる。

鉛直スターラップ：

$$\sigma_{wrd} = \frac{V_{pd} + V_{rd} - k_r \cdot V_{cd}}{\frac{A_w \cdot z}{s} + \frac{A_b \cdot z \cdot (\cos \theta_b + \sin \theta_b)^3}{s_b}} \cdot \frac{V_{rd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (6.3.15)$$

$$\sigma_{wpd} = \frac{V_{pd} + V_{rd} - k_r \cdot V_{cd}}{\frac{A_w \cdot z}{s} + \frac{A_b \cdot z \cdot (\cos \theta_b + \sin \theta_b)^3}{s_b}} \cdot \frac{V_{pd} + V_{cd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (6.3.16)$$

折曲げ鉄筋：

$$\sigma_{brd} = \frac{V_{pd} + V_{rd} - k_r \cdot V_{cd}}{\frac{A_w \cdot z}{s \cdot (\cos \theta_b + \sin \theta_b)^2} + \frac{A_b \cdot z \cdot (\cos \theta_b + \sin \theta_b)}{s_b}} \cdot \frac{V_{rd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (6.3.17)$$

$$\sigma_{bpd} = \frac{\frac{V_{pd} + V_{rd} - k_r \cdot V_{cd}}{A_w \cdot z} + \frac{A_b \cdot z \cdot (\cos\theta_b + \sin\theta_b)}{s_b}}{\frac{s \cdot (\cos\theta_b + \sin\theta_b)^2}{s_b}} \cdot \frac{V_{pd} + V_{cd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (6.3.18)$$

ここに,

- $\sigma_{wrd}, \sigma_{wpd}$: 鉛直スターラップの変動荷重および永久荷重による設計応力度
- $\sigma_{brd}, \sigma_{bpd}$: 折曲げ鉄筋の変動荷重および永久荷重による設計応力度
- V_{pd}, V_{rd} : 永久荷重および変動荷重による設計せん断力
- V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力
- S, S_b : 鉛直スターラップおよび折曲げ鉄筋の間隔
- A_w, A_b : 区間 (S, S_b) における鉛直スターラップおよび折曲げ鉄筋の総断面積
- θ_b : 折曲げ鉄筋が部材軸となす角度

6.4 限界値の算定

6.4.1 照査の流れ

照査の流れを図 6.4.1 に示す。

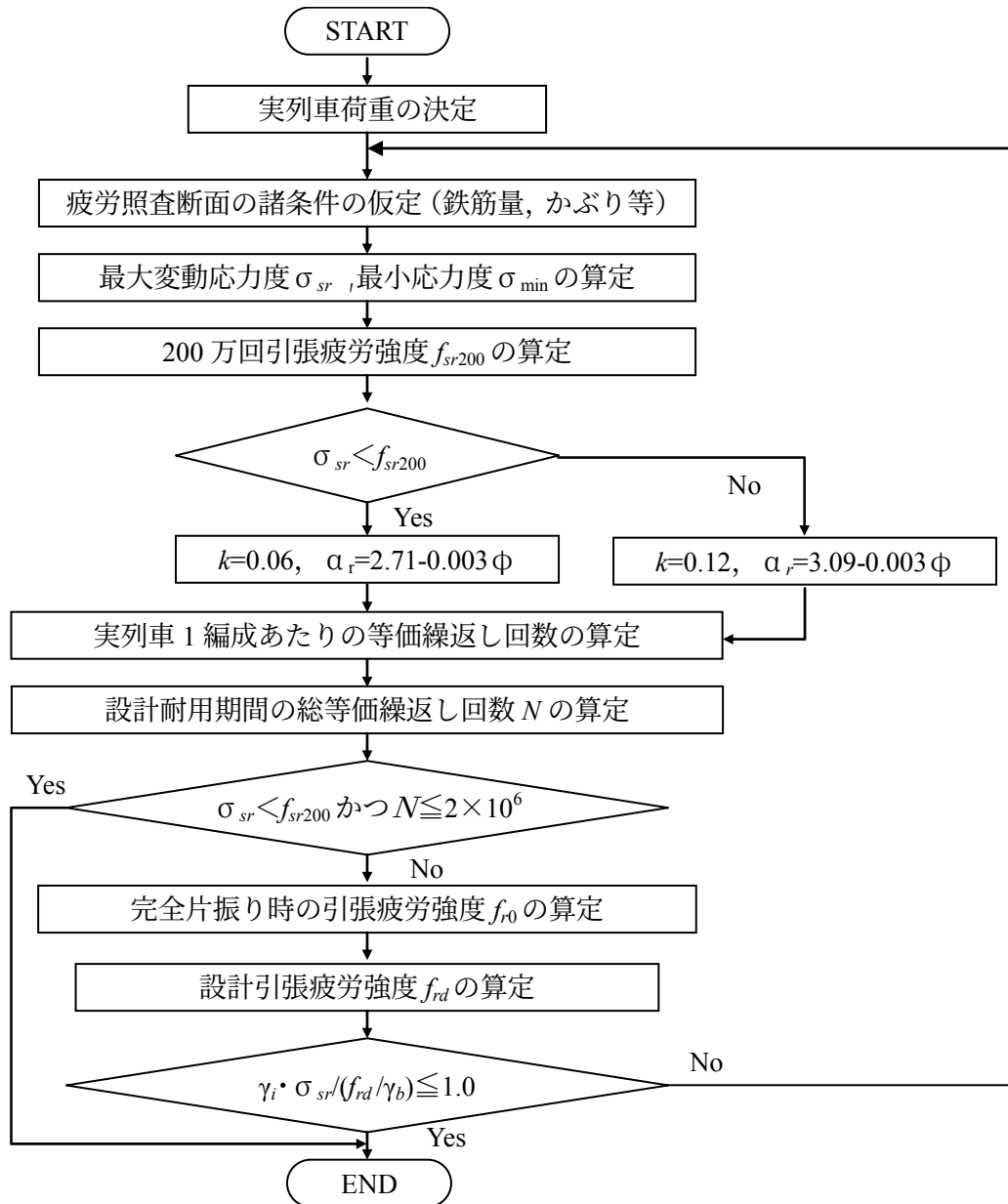


図 6.4.1 照査の流れ

設計標準（平成16年版）では、繰返し回数が200万回で、S-N線図の勾配が異なるため設計対象構造物の疲労破壊の照査に用いるS-N線図の係数の選択が必要となる。

設計標準では、以下により判定することとしている。

(1) 最大変動応力度と最小応力度の算定

実列車荷重による鋼材の最大変動応力度 (σ_{sr}) と最小応力度 (σ_{min}) を算定する.

最大断面力を与える実列車（ここでは，B列車荷重とする）による変動応力度としてよい.

実設計では，変動応力度は標準列車荷重に対してのみ算定するため，式（6.4.1）によりB列車荷重による変動応力度を算定してよい. また，最小応力度は永久作用時の値としてよい.

$$\sigma_{sr} = {}_s \sigma_{sr} \cdot (S_B / S_C) \quad (6.4.1)$$

ここに，

σ_{sr} : 実列車荷重による最大変動応力度

${}_s \sigma_{sr}$: 標準列車荷重による変動応力度

S_B / S_C : 標準列車荷重と実列車荷重（B列車荷重）の最大変動断面力比

S_B : B列車荷重による最大変動断面力

S_C : 標準列車荷重による最大変動断面力

(2) 疲労寿命 2×10^6 回の引張疲労強度の算定

照査断面に配置した鉄筋の200万回疲労強度 (N/mm^2) で，式（6.4.2）により求める.

$$f_{sr200} = r_1 \cdot \frac{10^{\alpha_r}}{(2 \times 10^6)^k} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{f_{suk}} \right) / \gamma_s \quad (6.4.2)$$

ここに，

$$\alpha_r = 3.09 - 0.003 \phi$$

$$k = 0.12$$

σ_{min} : 鉄筋の最小引張応力度 (N/mm^2) で，圧縮応力が生じる場合には一般に0とする.

f_{suk} : 鉄筋の引張強度の特性値 (N/mm^2)

r_1 : 鉄筋の継手，曲げ加工による低減係数（圧接：0.7，曲げ加工：0.65）

γ_s : 鉄筋の材料係数で，一般に1.05としてよい.

(3) S-N線図の係数選択

σ_{sr} と f_{sr200} の大小関係により，S-N線図の係数を表6.4.1に従い選択する.

すなわち，

① σ_{sr} が f_{sr200} を超える場合は $k=0.12$ ， $\alpha_r = 3.09 - 0.003 \phi$ とし，付属表の $k=0.12$ の値を用いる.

② σ_{sr} が f_{sr200} を超えない場合は $k=0.06$ ， $\alpha_r = 2.71 - 0.003 \phi$ とし，付属表の $k=0.06$ の値を用いる.

表 6.4.1 S-N 線のパラメータの設定

S-N線 パラメータ	異形鉄筋		PC鋼線 PC鋼より線
	$\sigma_{srd} < f_{sr200}$	$\sigma_{srd} \geq f_{sr200}$	
α_r	$2.71 - 0.003 \phi$	$3.09 - 0.003 \phi$	3.6
k	0.06	0.12	0.19

注) ϕ : 照査の対象とする鉄筋の直径 (mm)

σ_{srd} : 変動作用による鉄筋の設計変動応力度

f_{sr200} : 照査断面に配置した鉄筋の200万回疲労強度 (N/mm²) で、式 (6.4.2) により求める。

6.4.2 設計引張疲労強度の算出

繰返し回数 N (標準列車荷重換算) に対する鋼材の設計引張疲労強度 f_{rd} を式 (6.4.3) により求める。

$$f_{rd} = r_1 \cdot r_2 \cdot \frac{10^{\alpha_r}}{N^k} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{uk}} \right) / \gamma_s \quad (6.4.3)$$

ここに、

f_{rd} : 鋼材の設計引張疲労強度 (N/mm²)

α_r, k : 表 6.4.1 により定めた値とする。

N : 標準列車荷重換算の総等価繰返し回数 (回)

$\sigma_{\min}$: 鋼材の最小引張応力度 (N/mm²) で、圧縮応力が生じる場合には一般に 0 とする。

f_{uk} : 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm²)

r_1 : 鉄筋の継手、曲げ加工による低減係数 (圧接 : 0.7, 曲げ加工 : 0.65)

r_2 : 複線を支持する部材における荷重負担比による補正係数

$$r_2 = \left(\frac{1}{a^{1/k} + (1-a)^{1/k}} \right)^k \quad (6.4.4)$$

a : 当該部材の [1線載荷による最大断面力] / [複線載荷による最大断面力]

なお、複線を支持する部材において列車が同時に載荷する確率が大きい場合には、式 (6.4.4) の代わりに式 (6.4.5) を用いるのがよい。

$$r_2 = \left[\frac{1}{\{a^{1/k} + (1-a)^{1/k}\} \cdot (1-b) + b} \right]^k \quad (6.4.5)$$

b : 複線を支持する部材において列車が同時に載荷する確率

γ_s : 鋼材の材料係数で、一般に 1.05 としてよい。

なお、 σ_{sr} が f_{sr200} を超えず、 2×10^6 回以下となった場合は、S-N 線上で疲労破壊が生じない領域となるため、照査は省略してよい。

参考文献

- 1) 日本国有鉄道：建造物設計標準，1970.
- 2) 日本国有鉄道：全国新幹線網建造物設計標準（東北，上越，成田用），1972.
- 3) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物），1983.
- 4) 伊藤文人：実働荷重による鉄道橋の疲労被害推定，鉄道技術研究報告，No.676，1969.
- 5) Miner, M.A. : Cumulative Damage in Fatigue, Journal of Applied Mechanics, Vol.12, pp.A159～A164, 1945.
- 6) Nordby, G.M. : Fatigue of Concrete—A Review of Research, Journal of ACI, Vol.55, pp.191～220, 1958.
- 7) 石橋忠良，大坪正行，青木桂一：コンクリート構造物の疲労設計，国鉄構造物設計資料，No.70, pp.3～8, 1982, 同 No.71, pp.20～26, 1982.
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），1992.
- 9) 二羽淳一郎，前田詔一，岡村甫：異形鉄筋の疲労強度算定式，土木学会論文集，No.354/V-2, pp.73～79, 1985.
- 10) 吉田幸司，鎌田卓司，谷村幸裕，佐藤勉：高繰返し回数での異形鉄筋の疲労強度に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.25, pp.1135～1140, 2003.
- 11) 佐藤，斉藤，宮本：せん断補強鉄筋を有するはりの疲労設計，コンクリート工学年次学術講演会論文集，1990.
- 12) 佐藤，斉藤，寺田，宮本：スターラップを有する RC はりのせん断疲労強度，鉄道総研報告，Vol.4, No.1, 1990.1.
- 13) 豊福，米田：PC 鋼より線の疲労強度，コンクリート工学，Vol.25, No.7, 1984.7.
- 14) 後藤，猪熊：ひびわれを有する PC 桁中の PC 鋼材の疲労特性について，プレストレストコンクリート工学，Vol.26, No.6, 1984.11.
- 15) 小林，田中：7 本よりプレストレッシングストランドの空气中疲労強度及び 3%NaCl 中腐食疲労強度，プレストレストコンクリート，Vol.31, No.2, 1989.3.
- 16) 増田，岡，木曾：ひびわれを有する PC 桁中の PC 鋼棒の疲労特性，日本道路公団試験所報告，Vol.26, No.26, 1989.
- 17) 日本道路公団浜名大橋架橋工事「工事現場における暴露発錆が PC 鋼棒の静的および疲労強度に及ぼす影響度の調査試験報告書」，住友電気工業（株），1975.11.
- 18) 財団法人鉄道総合技術研究所：コンクリート構造物限界状態設計法概論，平成 6 年 1 月
- 19) T. UEDA, H. OKAMURA : Behavior of Reinforced Concrete Beams under Fatigue Loading, Concrete Library of JSCE, No.2, Dec. 1983, p.37-69.
- 20) 角田，藤田：RC スラブの疲労押抜きせん断強度に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.317, 1982.
- 21) 土木学会：コンクリートライブラリー52 号，コンクリート構造物の限界状態設計法指針（案），昭和 58 年 11 月