鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会

リダンダンシー評価ガイドライン(案)

平成 26 年 6 月

土木学会 鋼構造委員会

目 次

	頁
1. 適用の範囲	1
2. 用語の定義	1
3. リダンダンシー解析の手順	3
4. 荷重	6
5. 線形リダンダンシー解析	11
5.1 概要	11
5.2 線形リダンダンシー解析におけるモデル化	12
5.3 部材の照査	18
5.4 格点部の照査	20
5.5 リダンダンシーの評価と FCM の同定	32
6. 非線形リダンダンシー解析	34
7. 動的リダンダンシー解析	39
参考文献	43

鋼橋のリダンダンシー評価ガイドライン(案)

1. 適用の範囲

本ガイドラインでは鋼橋のリダンダンシー評価に関する標準的な手法・モデル化法を 示す。

【解説】本ガイドラインは鋼橋のリダンダンシー評価の標準的な手法を示す。

2. 用語の定義

(1) **リダンダンシー**:本ガイドラインにおけるリダンダンシーとはいわゆる after fracture redundancy を意味し,ある部材もしくは部材の一部が破断等した後の耐荷性能 を意味する。

(2) 崩壊危険部材 (Fracture Critical Member: FCM) : 引張応力を受ける部材が破断 することにより,その橋梁が崩壊もしくは橋梁としての機能を失う場合,その部材を 崩壊危険部材(Fracture Critical Member, 以下 FCM)と定義する。

(3) **Fracture Critical Detail (FCD)**: 部材の一部もしくはピン構造など,その部分が 破壊することでその橋梁が崩壊もしくは橋梁としての機能を失う場合,その部材を Fracture Critical Detail (以下 FCD)と定義する。

(4) **Fracture Critical Bridge (FCB)**: FCM もしくは FCD を含む橋梁を Fracture Critical Bridge (以下 FCB)とよぶ。

(5) **線形リダンダンシー解析**:材料特性として線形弾性体を仮定し,微小変位の線形 解析を用いて,リダンダンシーを評価する手法を線形リダンダンシー解析とよぶ。

(6) 非線形リダンダンシー解析:材料非線形性あるいは幾何学的非線形性の片方もし くは両方を考慮してリダンダンシーを評価する手法を非線形リダンダンシー解析とよ ぶ。

【解説】(1) リダンダンシー(redundancy)に関しては文脈によりいくつかの意味があるが, ここでは,部材破断後の耐荷性能をリダンダンシーと定義した。一般的な文脈では,リダ ンダンシーは余耐力を意味し,例えば設計荷重以上の耐荷性能にどれだけ余裕があるかと 言った意味でも用いられている。

(2) 崩壊危険部材(Fracture Critical Member)の定義は AASHTO LRFD¹⁾の定義に従った。 AASHTO LRFD では Fracture Critical Member(以下 FCM)を "component in tension whose failure is expected to result in the collapse of the bridge or the inability of the bridge to perform its function"のように定義している。ここで, component (要素) となっているのは必ずしも部材(member)で無くてもよく,例えば I 形断面はりの引張フランジのように部材を構成する 要素でも FCM と見なしている。また,このような場合,FCM の同意義の用語として Fracture Critical Details が用いられることもある。

(3) FCB においては部材の破断が落橋につながるため,部材の点検,保守には特に注意 が必要となる²⁾。さらに AASHTO LRFD では FCB の場合,新設の橋梁においても,安全率 を通常の橋梁に較べ 5%増加しなければならい規定がある。そのため FCB でない橋梁に較 べて,大きな安全余裕を要求されている。

3. リダンダンシー解析の手順

リダンダンシー解析手法の標準的な手順を図-3.1 に示す。線形リダンダンシー解析 を標準とするが、より詳細な余耐力の評価や線形リダンダンシー解析では危険側の判 断となる場合は、部材の非線形性を考慮した解析や動的リダンダンシー解析により FCM の特定や余耐力の評価を行っても良い。



【解説】橋梁管理者は、まずリダンダンシーの評価において考慮する荷重を設定する。そ の後、損傷シナリオの設定を行う。ここで、損傷シナリオとは、対象橋梁においてどの部 材または部位に破断などの損傷が発生したかを仮定することを意味する。維持管理上の重 要部材を見つけ出す目的でリダンダンシー解析を行う場合は、網羅的に全ての部材の破断 を検討することも考えられる。一方、対象橋梁において既に損傷が発生し、その損傷の危 険度を評価するためにリダンダンシー解析を行う場合は、現在進行中の損傷シナリオにつ いて、リダンダンシー解析を行うことになる。

FCM の定義でも説明したように、通常は引張部材の疲労き裂や腐食による断面減少から 部材破断が生じる可能性が高いため、破断想定部材として引張部材のみ検討する場合が多

-3-

い。しかし, ミネソタの I-35W 橋ではトラス格点部のガセットプレートの局部座屈から橋 梁が崩壊した¹⁾。そのため、圧縮部材や格点部の局部座屈から橋梁崩壊が生じる場合があ り、これらの部材や部位についても十分配慮し、損傷シナリオを決定しなければならない。

損傷シナリオの設定後、具体のリダンダンシー解析となるが、解析手法としては線形静 的解析と非線形静的解析,非線形動的解析の3つに大別される。線形静的解析では,破断 想定部材を除去した後の断面力を算出し,他の部材の照査を行う。その結果,他の部材が 安全率を 1.0 とした部材レベルの照査式で終局状態と判定された場合、構造系全体も終局 状態に達したと判定する。厳密には、部材の終局と構造系全体の終局状態は一対一の対応 が無いが、線形解析において、構造系全体の終局状態を正確に判定することは不可能であ るため、便宜上、部材の終局状態をもって全体系の終局状態を判定している。

線形リダンダンシー解析の具体の解析手 健全モデル:D+αL載荷 ※α:活荷重倍率 順を図-3.2 に示す。まず, 健全な状態の モデルに死荷重 Dと活荷重αLを載荷し, 次に破断想定部材を除去したモデルに保有 していた断面力に衝撃係数を乗じた破断荷 重Cを載荷する。この2ステップの各部材 の発生断面力を足し合わして照査用の断面 力とし, 部材の終局状態を照査することで よい。





一方、非線形動的解析では、破断想定部材の破断時の応力開放による衝撃の影響を考慮 することが、線形解析のように容易では無いが、部材破断後の構造系全体の耐荷力を直接 評価出来る長所がある。図-3.1(b)の手順に示したとおり,連鎖的な破壊を考慮した解析 を繰り返し実施することで全体耐荷力の評価及び FCM の特定の精緻化を図ることができ る。

動的リダンダンシー解析の具体的な手順としては,まず,荷重 D+αL が載荷された状 態で,FCM 候補部材が削除された新たな構造系で応答解析が実行され,部材が破壊してい ないかどうかチェックする。部材が破壊していなければ,活荷重倍率α を増加させ同様な 処理を繰り返す。そのチェックで部材が破壊していれば破壊した部材を削除し新たな構造 系で応答解析を実施する。対象橋梁全体が崩壊と判定されたとき,その時点のα が橋全体 の余裕度となりうる。以上の手順により、FCM 候補部材毎に余裕度 α を算出することで、 その α の値により崩壊危険部材 FCM を定量的に決定することができる。

一般に、動的リダンダンシー解析は計算にかかる時間・労力などのコストが大きく、解 析結果もモデル化の如何によって大きく異なる等の短所がある。また、文献 2)で行われた JH のトラス橋を用いたケーススタディによれば、部材破断を終局状態とする線形リダンダ ンシー解析と構造系の終局状態を直接評価する非線形リダンダンシー解析との比較で、線 形リダンダンシー解析は安全側の評価結果を与えることを示している。

このガイドラインの目的は,FCM のように維持管理上重要な部材を同定することであり, そのためには,標準的な線形リダンダンシー解析を設定することが最も現実的と考え,線 形リダンダンシー解析を基本とした。したがって,本ガイドラインでは非線形リダンダン シー解析を適用する場合は,線形解析の適用が危ぶまれるような場合や,線形解析では安 全余裕代が大きくなりすぎる場合のみに限定している。もちろん,実際に落橋した橋の原 因追及を目的するならば非線形解析を実施すべきであり,解析の目的に応じて解析方法を 選択してよい。**表-3.1**に解析手法と解析目的の関係を示す。

解析手法		目的
線形リダンダン	①FCM の特定	新設・既設橋梁に対する簡易的な FCM の特定
シー解析	②FCB の評価	新設橋梁に対してリダンダンシーの高い形式を決定
		したい場合の簡易的な評価
非線形リダンダ	①局部の評価	床版や2主構系鋼橋の格点部など,複雑な応力集中
ンシー解析		や塑性化を考慮する場合
動的リダンダン	①FCM の特定	精度の高い評価(FCM の本数の低減等)
シー解析		余耐力の評価
	②事後評価	重大損傷に対して精度の高い事後評価を実施する場
		合

表-3.1 解析手法と解析目的

4.荷重

(1) リダンダンシー解析に用いる荷重は,①死荷重,②活荷重(衝撃を含む),③部 材破断に伴う衝撃を標準とする。

(2) 活荷重は B 活荷重の 50% としてもよい。

(3) 圧縮部材には部材破断に伴う衝撃を考慮しなくてもよい。

【解説】リダンダンシー解析に考慮すべき荷重は,主荷重(死荷重+活荷重+衝撃)+部 材破断に伴う衝撃とすることを標準とした。死荷重については,橋梁の実重量を正しく評 価できるように設定する必要がある。活荷重と部材破断に伴う衝撃については,どのよう に設定すべきか明確な指針がないため,道路管理者との協議により決定するのが望ましい が,判断が難しい場合には,荷重シミュレーションによる結果から条文のように設定して もよいこととした。³⁾

(1) 死荷重

死荷重の算出にあたっては,道路橋示方書に準じるものとする。自重(鋼重),橋面 (床版,舗装,高欄)の他,部材断面力に影響を与える荷重(遮音壁,落下物防止柵,検 査路,標識,等)を考慮しなければならない。

また,架設系において荷重が異なるステップで載荷された場合(合成桁,架設ヒンジ 等)には,死荷重状態での部材応力度が正しく評価できるように考慮するのがよい。

(2)活荷重

リダンダンシー解析において,道路橋示方書等の設計基準に規定される活荷重を全て考 慮するのは過剰であり,対象とする橋梁のある路線での交通実態にあわせた荷重とするこ とが望ましい。しかし,すべての路線における交通調査結果はなく,また渋滞列を模擬し た解析は現時点で対応できる設計ソフトはなく,非常に煩雑な作業となるため,現実的で はない。また,実務においては道路橋示方書の設計荷重と同じ荷重を用いるほうが扱いや すい。このことからリダンダンシー解析に用いる活荷重は,設計荷重と同じ B 活荷重とし, その荷重係数を交通実態にあわせた係数とすることで対応するのがよいと考えられる。

活荷重の取り扱いは、最終的には道路管理者の判断であるが、荷重実態の見えない B 活 荷重の何%とするかの判断は困難である。

そこで活荷重レベルを設定する判断のための指標として,渋滞による荷重列をシミュレ ーションした結果を以下に示す。

-6-

・検討条件

橋種	:鋼単純トラス
橋長	: 70.63 m
幅員	: 8.6m(2 車線)
車両間隔	: 渋滞時を想定し, 一律 2.0mとした。
車両モデル	:「鋼道路橋の疲労設計指針」(日本道路協会)に示されている
	ものと同じとする。(図-4.1)
車両重量	:図-4.1に示す各車両モデルの平均重量とした。
渋滞状況	:対向する車線についても図-4.2に示す渋滞が同様に発生して
	いる状態とする。

渋滞の発生頻度 :2回/日と設定した。

		平均重量 1.30 ton	全長 4.40 m	(比率は軸重比を示す)
小	乗用車	最大重量 3.10 ton 最小重量 0.20 ton 分布形 対数正規	車 幅 1.50 m	1 轴目: 50.2% 2 軸目: 49.8%
型車	小型トラック	標準備差 0.36 ton 平均重量 3.62 ton 最大重量 12.60 ton 最小重量 1.00 ton 分布形 対数正規 標準信差 1.21 ton	全 長 4.40 m 車 幅 1.40 m	1 軸目: 23.9% 2 軸目: 76.1%
	中型トラック	保华编 2 1.31 ton 平均重量 6.19 ton 最大重量 18.30 ton 最小重量 1.60 ton 分布形 对数正規 標準偏差 2.50 ton	全 長 6.00 m 車 幅 1.60 m	1 軸目: 19.6% 2 軸目: 80.4%
	大型トラック	平均重量 16.75 ton 最大重量 45.20 ton 最小重量 3.80 ton 分布形 対数正規 標準偏差 6.29 ton	全長 8.50 m 車幅 1.95 m	1 軸目: 14.1% 2 軸目: 54.8% 3 軸目: 31.1%
×	大型ダンプ	平均重量 19.62 ton 最大重量 61.90 ton 最小重量 5.40 ton 分布形 对数正規 標準停差 9.54 ton	全長 7.50 m 車幅 1.95 m	1 軸目: 11.7% 2 軸目: 44.3% 3 軸目: 44.0%
型車	タンクローリー	中国語 13.82 ton 平均重量 13.82 ton 最大重量 33.70 ton 最小重量 3.90 ton 分布形 対数正規 標準優美 6.31 ton	全長 8.00 m 車幅 1.95 m	1 軸目: 13.7% 2 軸目: 54.2% 3 軸目: 32.1%
8	セミトレーラー	平均重量 24.78 ton 最大重量 86.70 ton 最小重量 5.10 ton 分布形 対数正規 標準偏差 12.92 ton	全 長 14.00 m 車 幅 2.05 m	1 軸目: 6.4% 2 軸目: 18.5% 3 軸目: 18.3% 4 軸目: 29.4% 5 軸目: 27.3%
	バス	平均重量 13.84 ton 最大重量 18.70 ton 最小重量 6.80 ton 分布形 対数正規 標準偏差 2.41 ton	全 長 10.05 m 車 幅 2.00 m	1 軸目: 37.1% 2 軸目: 62.9%

図-4.1 車両モデル

・渋滞列(参考例)

渋滞列の例として B 活荷重×50%の場合を示す。これはモンテカルロシミュレーション (標本の大きさ kms=1.0×10⁸) による大型車混入率 60%の場合の平均値に相当する。³⁾

	車両間隔 δ =	2	2 m			距離(x)m	Ŷ			ф.	重(W)kN		T	2
	車種, 配置	置 車長 車長累計	1軸目	2軸目	3軸目	4軸目	5軸目	1軸目	2軸目	3軸目	4軸目	5軸目	ΣW	
1	乗用車	4.4	8.3	2.50	5.30				6.526	6.474				13.
2	小型トラック	4.4	14.7	8.90	11.70				8.652	27.548				36.
3	大型トラック	8.5	25.2	15.90	20.25	21.55			23.618	91.790	52.093			167.
4	大型トラック	8.5	35.7	26.40	30.75	32.05			23.618	91.790	52.093	11	(i)	167.
5	セミトレーラー	14.0	51.7	36.90	39.25	40.55	46.05	47.35	15.859	45.843	45.347	72.853	67.649	247.
6	中型トラック	6.0	59.7	52.70	56.20				12.132	49.768				61.
7	乗用車	4.4	66.1	60.30	63.10				6.526	6.474				13.
8	乗用車	4.4	72.5	66.70	69.50				6.526	6.474				13.

B活荷重×50%に相当する荷重列

(2車線の荷重) Σ×2= 1439.3



B活荷重

荷重種別	IJ	荷重 p(kN/m ²)	載荷幅 W(m)	載荷長 D(m)	荷重值 (kN) p×W×D×(1+i)
主載莅莅重	p1	10	5.5	10	641.3
土蚁间间里	p2	3.5	5.5	70.63	1585.3
従載芸芸重	p1	5	(8.6 - 5.5)	10	180.7
1℃戦1町1町里	p2	1.75	(8.6 - 5.5)	70.63	446.8
			合 計	$\Sigma =$	2854.1

衝撃係数 i = 20 / (50+L) = 20 / (50 + 70.63) = 0.166

	B活荷重	渋滞列	比率 (%)
	(kN)	(kN)	(渋滞列/B活荷重)
荷重合計	2854.1	1439.3	50.4

図-4.2 車両渋滞列(B活荷重の50%に相当)(参考例)

リダンダンシー解析の実施における活荷重の設定は、この渋滞列と検討対象となる橋梁 のある路線を比較し、渋滞の発生頻度、大型車の混入率、渋滞長等を勘案して決定すれば よいが、一般的な道路における要求レベルとして、荷重 D+0.5L に対して、どこかのある 部材が破断しても、橋梁が崩壊しないとすることは妥当であると考えられる。

(3) 部材破断による衝撃

部材破断によって破断前の部材に作用していた断面力が急激に開放された場合,動的効 果が生じ,静的解析より得られた断面力より大きくなる可能性がある。そのため,衝撃係 数を用いて部材破断による動的効果を考慮してもよい。ここでの衝撃係数は,通常の橋梁 設計で用いられる活荷重に乗じるものではなく,破断時の断面力の変化に乗じるものであ る。具体的には,図-4.3 に示す重ね合わせにより,衝撃を考慮した部材破断時の断面力を 求める事が出来る。

図-4.3の解析 A は健全時に死荷重と活荷重が作用している状態を示す。活荷重の大きさについては、前述したようにフル載荷である必要はなく、実情に合わせて大きさを考慮してよい。一方、解析 B は破断想定部材を取り除いた構造系に、解析 A で求められた、破断想定部材の断面力を逆向きに作用させたものである。解析 B ではこれ以外の荷重は作用していない。

衝撃を考慮しない場合,部材破断時における断面力 F_aは次式で求められる。

$$F_d = F_A + F_R \tag{4. 3}$$

ここで、 $F_A \ge F_R$ は各々解析 A と解析 B により求められた断面力を表す。



図-4.3 静的リダンダンシー解析での荷重の足し合わせ



図-4.4 衝撃係数を算出するための1自由度モデル

部材破断による衝撃の影響を考慮する場合,衝撃係数 i_Fは F_Rに乗じるべきものであるから,次式より部材破断時の断面力を求めることが出来る。

$$\mathbf{F}_{d} = \mathbf{F}_{A} + \mathbf{i}_{F} \cdot \mathbf{F}_{R} \tag{4. 4}$$

衝撃係数の値については、部材破断の発生から完全に断面力を解放するまでの時間や部 材破断に伴い塑性化がどの程度生じるかに大きく依存し、一概に決定するのは難しい。し かし、文献 4)では図-4.2 に示す 1 自由度系の動的応答倍率を用いて衝撃係数を求めている。 このモデルでは瞬時に大きさ P_0 のステップ荷重が作用して場合の時刻 *t* における動的応答 変位 u(t)は次式で与えられる。

$$\frac{u(t)}{(u_{st})_0} = 1 - e^{\frac{\zeta}{\omega_n t}} \left(\cos \omega_D t + \frac{\zeta}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \sin \omega_D t \right)$$
(4.5)

ここで、 $(u_{st})_0 = P_0/k$ は静的変位、kは 1 自由度系のバネ定数、 ζ は減衰定数を表す。 $\zeta = 0.05$ のとき、最大の動的応答倍率は 1.854 となり、文献 4)ではこの値を衝撃係数 i_F に用 いている。

しかし、この値は1自由度系といったかなり大胆な仮定を用いて算出した値であり、かつ瞬時に断面力が解放されるなど、衝撃係数を過大評価している怖れがあるため、文献5)では衝撃を無視した i_F=1.0を用いたリダンダンシー解析も実施している。

なお,最新の検討結果では,破断による衝撃係数 i_F は,トラスでは約 1.8,飯桁ではも う少し小さくなることが示されている。 6

また, 圧縮部材に対しては衝撃係数を含めないとする考え方もあり, 本ガイドラインで はこの考えを用いることを標準とした。

5. 線形リダンダンシー解析

5.1 概要

線形リダンダンシー解析解析では,破断想定部材を除去した後の断面力を算出し,他 の部材の照査を行う。その結果,他の部材が終局状態と判定された場合,構造系全体も 終局状態に達したと判定する。

【解説】線形リダンダンシー解析では部材破断後の構造系の終局耐力を直接評価出来ない ため,破断想定部材以外の部材が終局状態に達した場合を,構造系全体の終局状態とみな してリダンダンシーを評価することとした。 5.2線形リダンダンシー解析におけるモデル化

5.2.1 トラス弦材, 斜材, 鉛直材

弦材、斜材、鉛直材等の線材は、はり要素でモデル化することを標準とする。

5.2.2 トラス格点部

ガセットプレートとボルト結合等によって部材が結合されているトラス格点部の モデル化は部材どうしを剛結合することを基本とする。

5.2.3 主桁, 横桁, 対傾構

主桁,横桁のウェブとフランジは、シェル要素でモデル化することを標準とす る。支点部や荷重集中点の垂直補剛材は、シェル要素やはり要素などを用いてモデ ル化する。また、対傾構は、はり要素などを用いてモデル化することを基本とす る。

5.2.4 二次部材

床組(縦桁,横桁)や横構についても構造解析モデルにおいて,はり要素などを 用いてモデル化することを基本とする。また,重心位置のずれを正確に再現するの が望ましい。

【解説】格点部のモデル化としては、図-5.2.1 に示すように、斜材も剛結合とするモデル 化とピン結合とするモデル化が考えられる。健全状態におけるトラス構造では斜材に直接 荷重が作用しないため、ガセットプレートで結合されている場合でも、ほとんど曲げモー メントが発生しないことが知られている。

しかし、部材が破断した状態では、破断部材近傍の構造はもはやトラス構造ではないた め、格点部に大きな曲げモーメントが発生する。そのため、ガセットプレート近傍の斜材 において、局部座屈が発生し、塑性ヒンジが形成され(図-5.2.2 参照)て、曲げモーメン トの増加と伴に、剛結合からピン結合へ移行し、実際の結合条件はピン結合と剛結合の中 間的な状態にあるものと考えられる。



図-5.2.1 トラス格点部のモデル化²⁾



図-5.2.2格点部近傍の FEM 解析結果 ⁷⁾

文献 2)では、木曽川大橋をケーススタディとして、斜材をピン結合とした場合と剛結と した場合について、リダンダンシー解析結果を比較している。図-5.2.3 はこの比較結果を 示す。横軸は破断想定部材を表し、縦軸は終局状態達した部材数を表す。ピン結合と剛結 合を比較すると、剛結合のモデルの方が、終局状態に達する部材数が多い。特に、剛結の 場合、本来曲げモーメントに対して設計されていない斜材に曲げモーメントが導入される ため、終局状態に達する斜材の部材数が多くなる。一方、弦材に関しては、剛結とモデル 化すると斜材が曲げモーメントを分担するため、終局状態に達する部材は減少する。以上 の傾向は一般的なものと思われ、剛結構造とすることで、破断する部材数が多くなり安全 側の評価となること、さらに全ての部材で軸力と曲げを受ける部材として照査することを 基本としていること、ガセット部の照査で斜材に作用する曲げモーメントを算出すること が必要であることから、剛結モデルで解析を行うことを基本とした。



図-5.2.3 剛結合とピン結合によるリダンダンシー解析結果の違い⁸⁾



図-5.2.4 主桁, 垂直補剛材のモデル化

線形解析では、ウェブの座屈は生じないことから補剛材をモデル化する必要性は低いが、 支点部などの荷重集中点では垂直補剛材による応力分担は無視できないと考えられること から、シェル要素やはり要素などでモデル化するのが望ましい。フランジははり要素でも 構わないが、応力照査を行う場合には、シェル要素を用いた方が、断面力から応力を算出 する手間が省けるため、ウェブと同様に、フランジもシェル要素でのモデル化を基本とす ることとした。

5.2.5 床版

床版はシェル要素でモデル化するのを基本とする。また,線形リダンダンシー解析 においては,床版に発生する応力レベルを考慮して,床版の剛性を定めるのがよい。

【解説】通常の2構面で構成されているトラス橋において、片方の構面の1部材を切断した状態では、ねじれ変形が生じ、床版内の橋軸方向応力は橋軸直角方向に大きく変化する。 そのため、これらのことを考慮できる2次元的な広がりを持つ、シェル要素を用いてモデル化することを基本とした。ねじれ変形が発生している解析結果の一例として、3径間連続トラス橋の中間支点近傍の引張斜材を切断した場合の変形図を図-5.2.5に示す。

下路橋の鉄筋コンクリート床版および上路橋の中間支点近傍においては,部材破断によって大きな引張応力が発生する場合がある。このような解析例を図-5.2.6 に示す。この解 析例では,前述の解析例と同じ JH モデル橋であり,中間支点近傍の引張斜材の破断により,床版にはコンクリートの引張強度より大きい 3MPa 以上の引張応力が発生している。 ちなみに,この解析例ではひび割れによる床版の剛性低下は考慮されていない。

線形解析では床版ひび割れに伴う剛性の低下を自動的には考慮できない。また,ひび割 れの無い健全状態で床版の剛性を評価した用いた場合,床版の荷重分担能力を過大評価す る可能性がある。そのため,線形リダンダンシー解析では,解析より求められた床版応力 からひび割れ領域を確定し,ひび割れ領域における床版剛性は内部の鉄筋のみを考慮する など,適切な床版剛性を用いて解析するのが望ましい。



図-5.2.5 JH モデル橋(3 径間連続鋼上路トラス橋)における中間支点近傍の 引張斜材破断時の変形図⁹



図-5.2.6 引張斜材破断時におけるコンクリート床版内の応力分布

5.2.6 ずれ止め

リダンダンシー解析においては、床版との合成効果を考慮、スラブアンカー等を 用いた非合成構造として設計されたトラス橋においても、床版と主構の合成効果を 反映したモデル化を行うことを基本とする。

【解説】国内では,ほとんど全ての鋼トラス橋が非合成設計され,コンクリート床版と主 構はスラブアンカー等で結合されている場合が多い。スラブアンカーで結合されている場 合でも,合成作用があり合成桁として挙動することが知られている。そのため,リダンダ ンシー解析においては,非合成構造として設計されている場合でも,合成効果を反映した モデル化を行うことを基本とした。具体的には,スラブアンカーで結合されている場合, スラブアンカーを線形リダンダンシー解析では線形バネとしてモデル化してよい。

図-5.2.7 にリダンダンシー解析で用いられたスラブアンカーのバネ定数の例を示す。破線が線形バネ (スラブアンカー1 本当たりのバネ定数 659kN/mm),実線が非線形バネを表す。これらのバネのモデル化はスラブアンカーの押し抜き試験結果¹⁰⁾を参照して決定されたものである。



図-5.2.7 スラブアンカーのせん断力とずれ変形量の関係の一例²⁾

5.2.7 支承·伸縮装置

支承および伸縮装置のモデル化においては,実橋の調査により支承および伸縮装 置の機能を確認し,モデルに反映することが望ましい。

【解説】可動支承として計画・設計された支承でも,腐食等により実際には固定状態になっているものもある。そのため,支承の機能を現地調査し,モデル化に反映することを基本とした。同様に,伸縮装置についても遊間が確保され伸縮装置の機能が有効かどうか確認し,リダンダンシー解析におけるモデル化に反映することを基本とする。

5.3 部材の照査

部材の耐荷性能の照査は、荷重効果が耐力以下であることを確認することで行うもの とする。また、既設橋のリダンダンシー評価のための部材の照査においては、腐食等に よる断面欠損など損傷の影響を考慮して、耐力の評価を行うことを基本とする。

【解説】既設橋の部材の照査に当たっては,部材の断面寸法および使用材料などの情報を 竣工図,現地調査,材料試験等により調査することが必要である。また,現地調査の結果, 腐食等の損傷の影響が無視できない場合,この影響を考慮した耐力評価を行う事を基本と した。

リダンダンシー解析においては、破断想定部材を除去した構造系に荷重を載荷するため、 当初設計において、軸力部材と設計されていた部材でも、曲げやせん断など他の断面力が 作用する場合があり、これについても配慮しなければならない。

部材の照査においては,鋼部材であれば鋼・合成標準示方書,コンクリート部材であれ ばコンクリート標準示方書等を参照してよい。これらの示方書における照査式は一般に次 の形で表される。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \le 1.0 \tag{\mathcal{F}} \ (\mbox{fg } 5.3.1)$$

ここで, γ_iは構造物の重要度を表す構造物係数であり,設計作用効果(荷重による断面力 または応力等)と設計耐力は次式で表される。

$$S_{d} = \sum \gamma_{a} \cdot S(\gamma_{f} \cdot F_{k}) :$$
ightarrow implies the equation of the second state of the second

$$R_{d} = R(f_{k} / \gamma_{m}) / \gamma_{b} : 設計耐力$$
 (解 5.3.3)

ここで,

- γ_a :構造解析係数
- γ_{f} :作用(荷重)係数
- F_k:作用(荷重)の特性値
- γ_m :材料係数
- γ_b : 部材係数
- f_k : 材料強度の特性値

線形リダンダンシー解析においては、一般に $\gamma_i = \gamma_a = 1.0$ として良く、設計荷重として死荷 重、活荷重、活荷重の衝撃、部材破断による衝撃を考慮すれば良いので、設計荷重効果は 次式で与えられる。

$$S_{d} = \gamma_{fD} S_{D} + \gamma_{fL} S_{L} (1.0 + i) + S_{I}$$
 (fig 5.3.4)

ここで,

 S_D : 死荷重効果

 S_L :活荷重効果

S₁:部材破断による衝撃の効果

γ_m: 死荷重係数 (=1.0)

 γ_{fL} :活荷重係数

i :活荷重衝擊係数

活荷重係数に関しては、設計荷重の特性値としては道路橋示方書に規定の活荷重を用いれ ばよく、4章で示したように $\gamma_a = 0.5$ を本ガイドラインでは推奨している。

一方,設計耐力に関しては,安全率を除いた終局強度を考えればよく,安全率を $\gamma_m = \gamma_b = 1.0$ とした設計耐力を用いればよい。すなわち,

$$R_d = R(f_k) \tag{\mathbf{H}} 15.3.5$$

として,照査式(解 5.3.1)を用いて照査すればよい。

5.4 格点部の照査

5.4.1 総則

トラス橋における格点部は、その力学的性能が維持されるよう配慮しなければならない。

【解説】

トラス橋における格点部は,橋梁として全体構造系が成立するための,力学的な要諦のひとつ であり,その崩壊は直ちに橋梁全体系の崩壊の畏れにつながる。したがって,格点部の力学的性 能を維持するために,各部材を設計するとともに,供用期間中に機能劣化を生じ,力学的性能が 喪失しないよう配慮しなければならない。特に,格点部は,複数の部材が交叉し,ガセットプレ ートを介して接合されているため,高力ボルト接合の凹凸面や狭隘部に塵埃や飛来塩分が付着し やすく,腐食が問題となる場合がある。したがって,格点部の構造はなるべく単純な構造とし, 各部材の連結や容易であり,排水・清掃・検査等の維持作業に配慮したものとしなければならな い¹¹⁾。



【解説】

(1) I-35W 橋の崩落事故後に取りまとめられた FHWA によるトラス格点部の耐荷力評価ガイダン ス¹²⁾(以下「FHWA ガイダンス」)では、トラス橋格点部の破壊形態として上記①~⑥を掲げて いる。また、本州四国連絡橋公団「トラス格点構造設計指針(案)」¹⁶⁾(以下「本四基準」)や BS 5400-3¹⁷⁾では、ガセットプレートの自由辺と斜材や弦材等で囲まれたガセットプレートが座屈 しないよう、自由辺長の制限が設けられている。斜角があるトラス橋等では、自由辺長が大きい ガセットプレートが見られることから、上記①~⑥に加え、⑦についての配慮を加えた。

①~⑦のそれぞれの破壊形態については、ガセットプレート・斜材・リベットまたはボルトの 腐食等によって、設計当初の耐力が減少することが十分に考えられる。従って、トラス橋格点部 の力学的性能が、供用期間中に維持されるためには、設計時に図-5.4.1に示すように①~⑥のそ れぞれの限界状態に対して安全性を確認するだけでなく、将来見込まれる腐食等の劣化現象を考 慮し、適切な管理水準を定め、機能維持を図らなければならない。



図-5.4.1 鋼トラス橋格点部における破壊形態(文献 12),14)に基づき再構成)

(2)「道路橋示方書 II 鋼橋編」¹³⁾や「鉄道構造物等設計標準」¹⁸⁾では,式(5.4.1)による必要板 厚・ボルト間隔・縁端距離の制限によって,(1)に示した破壊形態のうち①,②,③,⑤を回避す る思想にある。また④については,斜材等の部材設計によって回避される。従って,(1)に示した 破壊形態のうち⑥,⑦に対して配慮された設計を行えば,5.4.3以降の耐力照査を省略してよいも のとした。

式 (5.4.1) における係数 Cおよび最小板厚 t_{min} は,「道路橋示方書 II 鋼橋編」では, C = 2.0, $t_{min} = 9 \text{ [mm]}$ となっている。また、「鉄道構造物等設計標準」では、C = 2.2、 $t_{min} = 11 \text{ [mm]}$ となっている。

本四基準では、添接ガセットプレート形式におけるガセットプレートの必要板厚として、次式 が提示されている。これは、弦材軸方向のせん断力を伝達するために必要な板厚を規定している。 この規定によって「⑥ガセットプレートのせん断降伏」の破壊形態を回避する思想である。

$$t_{req} = \frac{3 \times 10^2}{4} \frac{\sum_{i=1}^{P_i} \cos \theta_i}{B\tau_a} = \frac{3 \times 10^2}{4} \frac{|P_R - P_L|}{B\tau_a}$$
(解 5.4.1)

ここで, P [kN]:腹材軸力

- *P_L*, *P_R*[kN]: 弦材軸力 (図-5.4.2 に示す方向を正とする)
- n :一格点に集まる腹材の数
- B [cm]: ガセットプレート幅
- τ_a [N/cm²]: ガセットプレートの許容せん断応力度

軸力の正方向は、図-5.4.2に示す通りである。



図-5.4.2 添接ガセットプレート形式の必要板厚式における断面力の向き¹⁸⁾

また, 弦材とガセットプレートとが一体となっている格点部については, 片断面部材であるこ との応力集中を考慮した合成応力度の照査式が提示されている⁶。

$$\sqrt{3(k\tau)^2 + \sigma_0^2} \le 1.2\sigma_a \tag{\mathcal{FF}} \ (\mbox{ff} 5.4.2)$$

$$\Xi \Xi \mathfrak{C}, \quad \tau = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \cos \theta_i \times 10^2}{2Bt} = \frac{|P_R - P_L|}{2Bt}$$
(解 5.4.3)

$$\sigma_{0} = \frac{P_{R} \times 10^{2}}{A_{c} + A_{c}}$$
(fig 5.4.4)

 A_C [cm²]: 弦材総断面積 A_G [cm²]: a-a 断面のガセットプレートの断面積 P_L , P_R [kN]: 弦材軸力(図-5.4.3 に示す方向を正とする) Pi [kN]: 腹材軸力 k : 表-5.4.1 に示す応力集中率 σ_a [N/cm²]: ガセットプレートの引張許容応力度

プラットトラス形式の格点		ワレントラス	形式の格点
<i>α</i> [度]	k	<i>α</i> [度]	k
30	2.0	60	1.8
45	1.8	90	1.6
60	1.6	120	1.4

表-5.4.1 応力集中率



図-5.4.3 合成応力度の照査における各記号の定義(一体構造形式)¹⁸⁾

(1)に示した「⑦ガセットプレート自由辺と斜材や弦材等で囲まれたガセットプレートにおける 座屈」の破壊形態に対しては、降伏強度までの局部座屈が生じないように、ガセットプレートの 自由辺の長さについて板厚に対する比を定めることで回避することができる。

例えば、本四基準では、板厚 tのガセットプレートの自由辺長 L_g が $L_g \ge 60 t$ の場合は、自由辺をリブで補強し細長比 L_g/r が 60 程度に入るような構造としなければならないとしている。

また BS 5400-3 ¹⁷⁾では、板厚 t [mm]のガセットプレートの自由辺の長さ L_g について、次式を満足する必要があるとしている。

$$\frac{L_g}{t} \le 50 \sqrt{\frac{355}{\sigma_{\gamma}}} \tag{\mathcal{F}}$$

ここで、 σ_Y : ガセットプレートの降伏強度[N/mm²] ガセットプレートの自由辺の長さのとり方については、図-5.4.4 に示す通りである。



図-5.4.4 本四基準におけるガセットプレートの自由辺のとり方¹⁸⁾

5.4.3 格点部の照査式 鋼トラス橋格点部の構造安全性は、信頼性設計の考え方に基づく部分係数法によるものとし、 次式によって照査することを標準とする。 $\gamma_{l} \frac{S_{d}}{R_{d}} \leq 1.0$ ここで、 S_{d} :設計用の部材作用力 R_{d} :設計用の部材抵抗力 γ_{l} :

【解説】

照査の方法は、「鋼・合成構造標準示方書 [設計編]」¹¹⁾に基づき、信頼性設計の考え方に基づ く部分係数法によるものとした。ここでは、部分係数を考慮しない耐荷力との区別を明確にする ため、文献 11)における設計限界値 *R*_dを「設計用の部材抵抗力」に、設計応答値 *S*_dを「設計用の 部材作用力」と便宜上言い換えた。

ここで取り扱う限界状態は、鋼トラス橋格点部の構造安全性であるため、その他の限界状態か ら定まる板部材の幅厚比制限等の部材寸法に関する規定等は含まれていない。

照査の具体的方法は、5.4.2 に示した破壊形態①~⑥について、それぞれ設計用の部材作用力 S_d 、設計用の部材抵抗力 R_d を求めて照査する。このとき、構造物係数 γ_i については、管理者が構造物の重要度等に応じて適宜定めるものとする。

設計用の部材作用力 S_dは、「鋼・合成構造標準示方書 [設計編]」¹¹⁾に基づき、個々の作用の特性値 F_kに、作用係数%、構造解析係数%を考慮して算出する。

設計用の部材抵抗力 R_dについても同様に、「鋼・合成構造標準示方書 [設計編]」¹¹に基づき、 材料係数_{Ym}、部材係数_bを考慮して次式によって算出する。

 $R_d = (P/\gamma_m)/\gamma_b$

(解 5.4.6)

ここで,Pは,5.4.2に示す破壊形態①~⑥に対応する部分係数を考慮していない破壊強度(P_{FS} , P_{GF} , P_{GS} , P_{DF} , P_{GC} , V_{GSF})を意味する。わが国において,鋼トラス橋格点部の各破壊形態に対する耐荷力評価方法は、各機関で研究が進められている段階であり、部分係数に関しての統一的

な見解にまで到達していない¹⁴⁾。したがって, 5.4.4~5.4.9の各項には, これらの部分係数を考慮していない強度値について示した。照査にあたっては, 部分係数を適宜定める必要がある。

なお,FHWA ガイダンスでは,破壊形態①~⑥について,設計用の部材抵抗力を以下の部材係数の逆数に相当する係数で減じている。

破壊形態	部材抵抗力の低減係数
引張降伏	0.95
せん断降伏	0.95
せん断破壊	0.80
座屈	0.90

表-5.4.2 FHWA ガイダンスにおける破壊形態別の部材抵抗力の低減係数^{12),15)}

5.4.4 リベットまた	:はボルトのせん断破壊強度	
リベットまたはボル	トのせん断破壊強度 P _{FS} は, (a)リベットまたはボルトのせ	ん断強度 P _{FSI} ,
(b)母材または連結板の	支圧破壊強度 P _{FS2} のうち小さい方の強度として求めてよい	n,
$P_{FS} = \operatorname{Min}[P_{FSI}],$	P_{FS2}]	(5.4.3)
$P_{FSI} = f_{bs} n A_b$		(5.4.4)
ここで、 f_{bs}	: リベットまたはボルトのせん断強度	
п	: せん断面数	
A_b	: リベットまたはボルトの総断面積	
$P_{FS2} = L_c \ t \ F_B$		(5.4.5)
ここで, <i>L</i> _c	: 支圧に抵抗する純距離の総和	
t	: 母材の板厚と連結板の板厚のうち, うすい方の板厚	
F_B	: うすい方の板の支圧強度	

【解説】

5.4.2 項のうち、①リベットまたはボルトのせん断破壊強度は、母材または連結板が孔間や縁端 部で支圧破壊をする場合を考慮し、式(5.4.3)によって求めることにした。一般的には、適切な 孔間距離・縁端距離を確保していれば、 P_{FS2} は P_{FS1} よりも十分大きい。ただし、腐食等によって 母材または連結板の板厚が極端に減少している場合は、注意を要する。

式 (5.4.4) 中のリベットまたはボルトのせん断強度 f_{bs} については、「道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編)」²⁾では、降伏強度 f_{lb} に対して、 $f_{lb}/\sqrt{3}$ としている。なお強度が不明な場合は、架設年代 に応じて適宜強度を低減するのがよい。

式(5.4.5)中の,抵抗距離 L_cは,次の式で求めてよい。

 $L_c = \operatorname{Min}[\ 2\ m\ d_p\ ,\ 2\ m\ d_e\]$

(解 5.4.7)

ここで, m : 作用力方向と直角方向に存在するリベットまたはボルト列数

d_p:作用力方向と平行な孔間隔の純距離

*d*_e : リベットまたはボルトの縁端距離の純距離

これは、作用力方向と直角方向のリベットまたはボルトに対して、それぞれ2面の抵抗面が存 在するためである。また、母材または連結板の支圧強度 *F*_Bについては、「道路橋示方書・同解説

-25-

(II 鋼橋編)」²⁾では、引張強度 F_Y に対して、 $F_B = 1.5 F_Y$ としている。



図-5.4.5 引張斜材の連結部における抵抗断面¹²⁾

5.4.5 引張力を受けるガセットプレートの最外縁リベット部またはボルト部にお
ける破壊強度
(1) 引張力を受けるガセットプレートの最外縁リベット部またはボルト部における破壊強度
P _{GF} は,次式によって求めてよい。
$P_{GF} = \operatorname{Min}[P_{GY}, P_{GU}] \tag{5.4.6}$
ここで, P _{GY} : 有効総断面積に対する降伏強度
P _{GU} : : 有効純断面積に対する破断強度
(2) 引張力を受けるガセットプレートの最外縁リベット部またはボルト部における降伏強度
P_{GY} および破断強度 P_{GU} は、次式によって求めてよい。
$P_{GY} = F_Y A_g \tag{5.4.7}$
$P_{GU} = F_U A_n \tag{5.4.8}$
ここで, F _Y : ガセットプレートの降伏強度
A_{ge} :ガセットプレートの有効総断面積 = $L_e t$
L_e : Whitmore の有効幅
t : ガセットプレートの板厚
F_U :ガセットプレートの引張強度
A_{ne} : ガセットプレートの有効純断面積 = $A_{ge} - A_{be}$
A _{be} : Whitmore の有効幅内にあるリベットまたはボルトの総断面積

【解説】

5.4.2 項のうち、②最外縁リベット部またはボルト部におけるガセットプレートの降伏または破断に対する強度は、ガセットプレートの対応する強度にそれぞれ有効となる断面積を乗じて求めてよい。このとき、抵抗するガセットプレートの有効断面積は、図-5.4.6 に示す Whitmore の有効幅を仮定してよい^{12),14)}。これは、リベットまたはボルト列の斜材側端部から最外縁リベット方向に片側 θ = 30 度拡げた場合の最外縁リベット列に沿った長さ L_e に、ガセットプレートの板厚 tを乗じて求める。



図-5.4.6 引張を受けるガセットプレートに対する Whitmore の有効幅¹²⁾

5.4.6 引張力を受ける	。 ガセットプレートのブロックせん断破壊強度	
引張力を受けるガセッ	トプレートのブロックせん断強度 PGSは、次式によって求	めてよい。
$A_{in} \geq rac{A_{vn}}{\sqrt{3}} \mathcal{O} \succeq \rightleftharpoons,$		
$P_{GS} = \frac{F_{\gamma}}{\sqrt{3}} A_{\nu g} +$	$F_U A_{tm}$	(5.4.9)
$A_{in} < rac{A_{vm}}{\sqrt{3}} \mathcal{O} \succeq \stackrel{*}{\approx},$		
$P_{GS} = \frac{F_U}{\sqrt{3}} A_{vn} +$	$F_Y A_{tg}$	(5.4.10)
ここで, F_Y	: ガセットプレートの降伏強度	
F_U	: ガセットプレートの引張強度	
A_{vg}	: せん断抵抗断面の総断面積	
A_{tg}	: 引張抵抗断面の総断面積	
A_{vn}	: せん断抵抗断面の純断面積	
A_{tn}	: 引張抵抗断面の純断面積	

【解説】

5.4.2 項のうち、③ガセットプレートのブロックせん断破壊強度 *P*_{GS}については、リベットまた はボルトに沿うせん断抵抗断面・引張抵抗断面を仮定し、それぞれせん断強度・引張強度を乗じ て求めた抵抗力の和として求めてよい。

このとき,引張抵抗純断面積 A_{tn} の分担分による破断強度 $F_{U}A_{tn}$ が,せん断抵抗純断面積 A_{vn} の 分担分による破断強度 $\frac{F_{U}}{\sqrt{3}}$ A_{vn} よりも大きい場合は,ブロックせん断破壊強度 P_{GS} は,せん断破 壊形態を示し,式 (5.4.9)で評価できる。一方,引張抵抗純断面積 $F_{U}A_{m}$ が,せん断抵抗純断面 積 A_{vn} の分担分による破断強度 $\frac{F_{U}}{\sqrt{3}}$ A_{vn} よりも小さい場合は、ブロックせん断破壊強度 P_{GS} は、引張破壊形態を示し、式 (5.4.10) で評価できる。



図-5.4.7 せん断抵抗断面・引張抵抗断面^{12),14)}

5.4.7 引張力を受ける斜材等の破壊強度	
(1) 引張力を受ける斜材等の破壊強度は,次式によって求めてよい。	
$P_{DF} = \operatorname{Min}[P_{DY}, P_{DU}]$	(5.4.11)
ここで, P _{DY} :総断面積に対する降伏強度	
<i>P_{DU}</i> :純断面積に対する破断強度	
(2) 斜材等の降伏強度 P _{DY} および破断強度 P _{DU} は,次式によって求めてよい。	
$P_{DY} = F_Y A_g$	(5.4.12)
$P_{DU} = F_U A_n$	(5.4.13)
ここで, F _Y : 斜材等の降伏強度	
F_U : 斜材等の引張強度	
A_g : 斜材等の総断面積	
A_n : 斜材等の純断面積	

【解説】

5.4.2 項のうち, ④斜材等の部材の降伏強度および破断強度ついては, 格点部ではガセットプレートのみならず, 斜材等の格点部近傍のフランジにも腐食が観察されることから, 斜材等の降伏 強度・破断強度についても取り上げることにした。 5.4.8 圧縮力を受けるガセットプレートの座屈強度 (1) 圧縮力を受けるガセットプレートの座屈強度 PGCは、次式によって求めてよい。 $\overline{\lambda} \leq 1.0 \text{ obs}.$ $P_{GC} = F_Y A_\theta$ (5.4.14a) $\overline{\lambda} > 1.0 \text{ obs},$ $P_{GC} = \frac{1}{\overline{\lambda}^2} F_Y A_0$ (5.4.14b)ここで, F_Y : ガセットプレートの降伏強度 :断面積(=b_et) A_0 *be* : 斜材等の Whitmore 有効幅 : ガセットプレートの板厚 t $\overline{\lambda}$: 次式で表わされる細長比パラメータ $\overline{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_Y}{E}} \frac{\beta L_c}{r}$ (5.4.15)ここで, *E*: ガセットプレートのヤング係数 β:有効座屈長係数(=0.50) L_c:部材軸線に沿って相対するリベットまたはボルト間隔長さ $(=L_{2})$ r_s:断面2次半径

【解説】

5.4.2 項のうち、⑤圧縮力を受けるガセットプレートの座屈耐荷力 P_{GC} について、斜材等の先端 部を Whitmore の有効幅 b_e を考慮した断面積 A_0 ,換算長 L_c の柱部材としたときの座屈耐荷力とし て求めてよい。Whitmore の有効幅算出における θ の値は、30 度とする。また、 L_1 、 L_2 、 L_3 、 θ 、 b_e のとり方は、図-5.4.8 に示す通りとする。

FHWA ガイダンスでは、 $L_c = (L_1 + L_2 + L_3)/3$ としていたが、文献 15)では、圧縮部材の軸線に沿うリベットまたはボルトの相対距離による上記の方法が合理的であるとして提示されている。

有効座屈長係数βについては、両端固定条件を仮定しβ=0.50とした。

なお、ガセットプレートのうち圧縮斜材等の先端部の領域は、狭隘で塵芥が堆積しやすいこと から、腐食によって板厚の減少が懸念されることに注意する必要がある¹⁴。



図-5.4.8 圧縮力を受けるガセットプレートにおける Whitmore の有効幅等のとり方^{12),15)}



【解説】

5.4.2 項のうち, ⑥せん断力を受けるガセットプレートの降伏強度・破断強度は, 図-5.4.9, 図-5.4.10 に示すようにせん断力に抵抗する断面を仮定し, それぞれ総断面積とせん断降伏強度 との積,純断面積とせん断強度との積で求めてよい。



図-5.4.9 せん断力に抵抗するガセットプレートの総断面積のとり方¹²⁾



図-5.4.10 せん断力に抵抗するガセットプレートの純断面積のとり方¹²⁾

5.5 リダンダンシーの評価と FCM の同定

線形リダンダンシー解析において断面力を求め, 5.3 節, 5.4 節に示した方法で照査 を行った結果,終局状態と判定された部材数もしくは格点部数が著しく多く,不安定 な状態と判断される場合,構造系全体も終局状態に達したと判定して良い。

また,破断想定部材が引張部材の場合で,且つ,照査結果より終局状態と判定された部材数が多い場合は,このような部材を FCM (Fracture Critical Member)と判定してよい。

【解説】線形リダンダンシー解析より他の部材や格点部を照査した結果から,構造系全体 が不安定か否かを定量的に評価する有効な方法は未確立であるが,一つの方法として不静 定次数により評価する方法がある¹⁹⁾。トラス橋やアーチ橋のリダンダンシー評価を想定す ると,格点部が剛結と考えた場合には,外的には静定構造であっても内的には不静定構造 であると考えられる。下式に示す内的不静定も含めた不静定次数を評価指標とし,終局状 態となる部材数がこの不静定次数を超過した場合に橋全体系が不安定として評価する方法 である。

m = n + s + r - 2k

(5.3)

- ここで, m: 不静定次数(m<0…不安定構造, m=0…安定で静定構造, m>0…安定で不静定 構造)
 - n: 支点反力数の総和
 - s: 部材数
 - r: 剛結合節点数
 - k: 節点数(自由端・支点含む)

また,FCM は橋梁を崩壊させないという観点から維持管理上特に重要な部材である。そのため,橋梁点検時においては点検者に,どの部材が FCM かを事前に周知し,特に注意を払った点検を行うことが望ましい。

破断想定部材(引張部材)を変えて静的リダンダンシー解析による照査を繰り返し実施 し,終局状態となる部材数を比較することで,FCM を同定可能であるが,一般的には,支 点近傍の部材が破断すると橋梁全体系の崩壊を招きやすく,支点近傍の引張部材が FCM になることが多い。また,上路橋の上弦材,下路橋の下弦材は,たとえ破断したとしても, 床版および床組で力を伝達するため FCM となりにくく,上路橋の下弦材,下路橋の上弦 材が FCM となる可能性が高い。 さらに、純然たる引張部材でなくても、その部分が破断するか、もしくは大きな変形が 発生すると橋の崩壊につながる部分についても注意が必要で FCM と同様な維持点検時の 取り扱いをするのが望ましい。例えば図-5.5.1 はゲルバートラス橋におけるヒンジ部で、 上弦材は擬材で下弦材の掛け違い部がヒンジ構造となっている。このような構造部位は FCD (Fracture Critical Detail)に相当する。



図-5.5.1 銚子大橋 (ゲルバートラス橋)の掛け違い部

また,鈑桁橋についてはシェルモデル解析による損傷部周辺の主桁,横桁,床版の応力 状態によりリダンダンシー評価を行うことになるが,近年の基準で設計された少数主桁橋 を対象に行った弾塑性 FEM 有限変位解析によれば,き裂が腹板の中央部まで進展した状 態で,残留変形は大きくなるものの耐脆性破壊性能を有することが確認されている^{20,21)}。

6 非線形リダンダンシー解析

6.1 非線形リダンダンシー解析概要

線形解析の適用が危ぶまれるような場合や,線形解析では安全余裕代が大きくな りすぎる場合などには,非線形解析によりリダンダンシーを求めても良い。ただ し,非線形解析結果の信頼度はモデル化に依存するため,モデルの妥当性を検証す るなど,十分な検討が必要である。

【解説】

線形リダンダンシー解析では,弾性状態を仮定し,部材の終局を橋梁全体の終局状 態と判定する。したがって,必ずしも正しい構造系としての余耐力を評価していない。 材料非線形が卓越する場合など線形リダンダンシー解析の適用が疑問視される場合や, 線形リダンダンシー解析では過度に安全側の評価になる場合などは,非線形解析によ ってリダンダンシー解析を行って良いこととする。

線形リダンダンシー解析の妥当性を検討する目的で,文献 8),9)では図-6.1 に示す 3 径間上路トラス橋を対象に線形リダンダンシー解析と非線形リダンダンシー解析の比 較検討を行っている。線形リダンダンシー解析では,破断想定部材を取り除いた後, 他の部材を本ガイドラインの手法で判定し,部材が終局状態に達したら橋梁全体も終 局状態に達したと判定した。一方,非線形リダンダンシー解析では,有限変位を考慮 した幾何学非線形と,鋼材およびコンクリートの材料非線形を考慮し,死荷重と活荷 重を荷重増分法で載荷した後,破断想定部材である中間支点近傍の引張斜材を除去し, 部材破断時の耐荷力を評価した。なお,非線形解析においてトラス部材はファイバー はり要素を用いて材料非線形性を考慮している。

線形リダンダンシー解析では、中間支点近傍の上弦材の R 値が 1.61 に達し(R>1.0



図-6.1 検討に用いた3径間連続鋼トラス橋

で終局),橋梁全体も終局状態に達していると判定された。一方,非線形解析では線形 解析の 1.5 倍の曲げモーメントが局部的には発生し(図-6.2 参照),最大たわみも 7% 大きくなったものの,構造系全体としては死荷重と活荷重を支えており,安定な状態 であった(図-6.3 参照)。したがって,線形リダンダンシー解析では破断想定部材の 中間支点近傍の引張斜材は FCM 部材と判定され,非線形リダンダンシー解析では FCM 部材とは判定されない結果となった。

このケーススタディでも分かるように,線形解析結果と非線形解析結果では FCM の 判定結果は異なり,線形リダンダンシー解析は安全側の FCM 判定を与えるようである。



図-6.2 中間支点近傍の斜材(赤色部材)破断時の上弦材曲げモーメント分布の比較



図-6.3 非線形解析と線形解析の荷重-変位関係の比較 縦軸は死荷重と活荷重による総支点反力の合計,横軸は最大たわみ,最初部材を取 り除いていない系に荷重載荷し,その後,中間支点近傍の斜材を取り除いている。

6.2 非線形リダンダンシー解析におけるモデル化

(1) 床版, ずれ止め, 格点部

5.2 線形リダンダンシー解析におけるモデル化の規定に基づく。

各部材について(2)(3)の非線形性を考慮する。

(2) 材料非線形性

鋼材およびコンクリート材は非線形性を考慮できる要素でモデル化する。局所的 な破壊,過度の座屈強度を見込まない適切な要素分割数とする。

(3) 幾何学非線形性

崩壊や座屈現象などの構造物のひずみや変位が大きくなる場合,幾何学非線形性 を考慮する。

(4)解析ステップ

現応力状態を再現するための適切な解析ステップで,死荷重,活荷重を載荷す る。崩壊を再現する解析ステップでは,荷重増分を適切な分割とする。

【解説】

- (1) 非線形リダンダンシー解析は、材料非線形性、幾何学非線形性を考慮した複合非線 形解析を行う。各部材は、それぞれの材料非線形性を用い、部材間のずれ止めについても現象把握のための詳細な解析の場合は、非線形性を考慮する。
- (2) 床版のモデル化方法として、ソリッド要素(立方体要素)やシェル要素(板要素または 積層板要素)などがあり、検討目的に応じて適切な要素を選択する。
 - ソリッド要素:床版の厚さ方向の応力・ひずみ変化およびひび割れの進展状況など を把握することができるモデル化方法
 - シェル要素 :モデル化における節点数を抑制することができ、大規模解析を容易 に行うことが出来るモデル化方法
- (3) 鉄筋のモデル化方法として、バー要素やグリッド要素などがあり、検討目的に応じ て適切な要素を選択する。
 - バー要素:鉄筋を1本ごとに評価することができるモデル化する方法
 - グリッド要素:鉄筋をグリッド(格子状)でモデル化することができる手法でひび割 れの局所化(鉄筋を配置していない要素にひび割れが集中する現象) を回避することができ、本来あるべき耐荷力以下での解析の異常終 了を回避することができる方法





図-6.4 鋼材材料非線形

荷重除荷時の硬化則は、部材の状況に応じて適切な硬化則を用いる。

(5) コンクリート材は、図-6.5 に示す圧縮特性、引張特性を用いる。圧縮特性、引張 特性は、強度や応力状態により各種モデルが提案されているため適切なモデルを用 いる。

コンクリート部材中の鉄筋は、鋼材同様にバイリニアの非線形特性を用いる。



図-6.5 コンクリート材料非線形

- (6) ひずみや変位が大きくなると想定される場合,幾何学非線形を考慮する。一般的に 有限変位解析と呼ばれているものは,幾何学非線形解析である。
- (7) 鋼材のみの解析の場合,降伏応力までは弾性挙動なので,初期荷重増分についてあまり気にする必要がないが、コンクリート部材が入った解析の場合、コンクリート材は荷重の初期の頃から非線形性を有するため、荷重増分は適切に設定する。また、床版の合成前・合成後による剛性変化を考慮する場合は、施工ステップを考慮した解析(段階施工解析)を行う必要がある。段階施工解析の計算手順の一例を図-6.6に示す。



図-6.6 非線形を考慮した段階施工解析の計算フロー

7. 動的リダンダンシー解析

7.1 解析手法

破断想定部材が脆性的に破断する橋梁全体系の弾塑性有限変位解析を用いた連鎖崩 壊型動的リダンダンシーを基本とする。

【解説】ここでは,橋梁全体系モデルを用いて,部材破断時の衝撃や破断部材周囲への荷 重再分配の影響などを動的に取り扱うリダンダンシー解析を対象にしている。この解析は, 部材破断時の実状に近い動的挙動を追随して評価する場合や,部材破断後の塑性化のレベ ルが大きく線形リダンダンシー解析では応答を過小評価する危険性がある場合に用いる。

文献 22)では常時の荷重倍率 α(D+L)を漸増させて崩壊部材を連鎖的に消去していく手法 が用いられているが、本ガイドラインでは部材の初期状態における余裕量には関係のない 偶発作用時を想定して、破断想定部材(最初に破断する引張部材で、以下、トリガー部材 と称す)を検討ケースとし、部材崩壊判定値に達した部材を順次消去していく手法を基本 としている。トリガー部材消去後、連鎖的な部材破壊が発生した場合、構造系が伴う大き な変形を追随して評価するため、材料非線形ならびに幾何剛性マトリックスが逐次アップ デートされる有限変位解析用いて解析を実施するものとする。

動的リダンダンシー解析における部材破断は,偶発作用時の脆性的な破断を想定する。 破断時の衝撃力は破断速度に関係があり,たとえば,腐食劣化により部材断面の一部から 徐々に破壊して最終的に破断するような比較的ゆっくりとした破断現象よりも,一瞬で応 力が解放される脆性的な破断現象のほうが衝撃力は大きい。そこで動的リダンダンシー解 析には,より危険側の評価になると考えられる脆性的な部材破断を対象とし,破断速度の 影響については考慮しなくてもよい。

7.2 動的リダンダンシー解析における FCM 判定

(1) 部材破壊判定

破壊判定は部材単位で行い,判定値は解析の目的に応じて適切に設定する。破壊と 判定された時刻以降は,その部材が荷重分担をしないように構造系から消去する。

(2) 橋梁全体の崩壊の判定

橋梁としての機能を失ったときを橋梁全体の崩壊と判定する。

【解説】

(1) 引張力, 圧縮力を受けるに関わらず, 部材として耐荷性能を失った状態になったときに, 部材単位で破壊と判定するものとした。判定値はリダンダンシー構造設計や事故シミ

ュレーションなど解析の目的に応じて適切に設定するものとし、例えば、5.3 部材の照査、 5.4 格点部の照査の適用や、文献 23)に示される構造安全性に対する限界ひずみ式の適用な どが考えられる。

(2) 動的リダンダンシーにおいて連鎖的な部材破壊が進行し、構造が不安定となることで 解析が止まる状態は橋梁の崩壊と判断することができる。しかし、その計算過程は非線形 性が強く、局所的な要素(例えば非線形シェル要素を用いている床版)が不安定となり解 析が止まる場合がある。一般にその原因を特定することは難しいため、解析が止まること が一概に構造不安定であるとは言い難いため、橋梁全体の崩壊判定には十分注意する。ま た、解析的には構造不安定とならず時間が進んでも、モデル化で表現していない構造部位 が限界を越して(例えば支承の移動、回転制限など)橋梁としての機能を失うことも想定 されるため、橋梁全体としての評価が必要である。

7.3 動的リダンダンシー解析におけるモデル化

解析モデルは,解析ソフトウェアの特性を把握した上で適切にモデル化する。 床版,ずれ止め,格点部のモデル化は,6.2 非線形リダンダンシー解析におけるモデ ル化の規定に基づく。

構造部材は材料非線形性および軸力変動,2軸曲げを考慮できるファイバー要素を 標準とする。破断後の衝撃に起因する応力の動的増幅を適切に評価できるように要素 分割を行い,用いるはり要素において部材の座屈強度を過度に見込まないように適切 な対策を講じるものとする。

【解説】動的リダンダンシー解析では部材の連鎖崩壊過程を再現できる利点があるものの, 高度な解析技術を必要とし、その結果の信頼性は妥当性評価の観点から現時点ではまだ確 立されたものではない。そのため、解析モデルに用いる要素の選定には十分注意し、収束 判定方法など解析ソフトウェア特有の特性を把握することは重要である。本ガイドライン では、橋梁全体系の耐震解析で一般的に使用されるファイバー要素を用いた解析モデルと することを標準とした。動的リダンダンシー解析において連鎖的な破壊が進展した場合、 橋梁全体系に組み込まれた部材は荷重再分配によって設計では考慮されていない方向に力 が作用することがある。たとえば、トラス橋であれば部材の面外曲げやねじりについて設 計力(活荷重,風荷重,地震荷重など)以上の力が作用する可能性がある。そのため、材 料非線形性のほか、2軸曲げや軸力変動の影響を考慮できるファイバー要素に優位性があ る。図-7.1にファイバー断面の例を示す。

図-7.1 トラス橋におけるファイバー断面の例

連鎖的な部材崩壊により構造系は大きな変形を伴い,部材の局所的な要素において塑性 域に達することが予想されるため,本解析では材料非線形性を考慮することを定めた。ま た,7.4の解説にあるように,縦波が評価できるほどの細密な要素分割は必要ないが,部材 破断後の新たなつり合い状態への動的な移行に伴う応力の動的増幅を精度よく評価できる ように要素分割をする必要がある。要素分割については,文献22),24)などの知見を参考に して設定してよい。また,初期状態における応力状態に関わらず,周辺部材が破壊後,交 番応力が作用する可能性があるため,すべての部材において座屈の影響も適切に表現でき るモデル化とする。局部座屈,全体座屈およびそれらが連成する連成座屈が橋梁全体の耐 荷性能に影響を及ぼすことから,座屈強度を適切に評価するために初期たわみや残留応力 といった初期不整の影響を考慮する必要がある。しかしながら,橋梁全体系のすべての部 材に対して初期不整を考慮することは設定値の煩雑さを伴い,解析実行に関しても解析規 模や評価の点で困難であるため,文献25),26)で提案されているような近似手法を用いても よい。例として,文献25)を参考に局部座屈の影響を材料構成則に考慮した材料構成則を 図-7.2に示す。

 $\begin{array}{c}
\sigma \\
\sigma_{y} \\
\varepsilon_{z} \\
\varepsilon_{y} \\
\varepsilon_$

(a) 移動硬化則
 (b) 非線形弾性(2次部材)
 図-7.2 鋼材(ファイバー)の応力-ひずみ

ここに、非線形はバイリニアモデルとし、圧縮側の降伏応力度低減係数 ζ は降伏点が局部 座屈強度となるように設定する。降伏後の 2 次勾配を *E*/100(ここに、*E*:ヤング係数)と して、圧縮側は全強がとれない場合(ζ<1.0)は完全弾塑性とする。動的リダンダンシー解 析における部材破断後の振動による弾塑性履歴の影響は小さいと考えられるが、部材が連 鎖的に破断していく過程での荷重再分配による交番応力を見越して図に示すように、トラ ス橋であれば主構に移動硬化則を用いて、支材等の 2 次部材は過度に履歴減衰を考慮しな いように非線形弾性を用いるといった適切なモデル化を行う。

7.4 解析に関する一般事項

解析には減衰を適切に考慮する。

時間積分間隔はクーラン条件を満足するようにしなければならない。時間積分間隔 の上限値は次式で算出してよい。

$$\Delta t = \frac{l_{\min}}{c} \tag{7.1}$$

$$c = \sqrt{E/\rho} \tag{7.2}$$

ここで、

- Δt :時間積分間隔,
- lmin :最小節点間距離,
- c : 応力波の速度,
- *E* : 弹性係数,
- *ρ* :密度

【解説】解析には適切な減衰を考慮するものとした。既存のリダンダンシー解析の研究結 果では、例えば、文献 22)では実橋梁の常時微動計測で得られた 0.1%の減衰を用いており、 また、文献 24)では有効質量比の上位 2 つの固有振動数と文献 27)で考慮されている減衰と 同じ 5%を粘性減衰比としたレーリー型減衰モデルが用いられている。一義的に減衰定数 を決定することは困難であるため、減衰定数をパラメータにしたパラメトリック解析の結 果から減衰の影響度を事前に調査することが望ましい。

本ガイドラインの動的リダンダンシー解析は、トリガー部材破断時に高速に部材両端方 向に伝播する縦波(一次衝撃²⁴⁾)の影響は考慮されないため、縦振動を再現するために要 素長や時間積分間隔を非常に小さく取る必要はないが、陰解法を用いる場合は数値解析の 精度問題として時間積分間隔の条件を規定したものである。なお、陽解法においてクーラ ン条件は必要条件である。 【参考文献】

- Holt, R., and Hartmann, J., Federal highway administration Turner-Fairbank highway research center report--Adequacy of the U10 & L11 Gusset Plate Designs for the Minnesota Bridge--, No. 9340, I-35W over the Mississippi River, INTERIM REPORT, 2008.
- 永谷 秀樹,明石 直光,松田 岳憲,安田 昌宏,石井 博典,宮森 雅之,小幡 泰弘,平山 博,奥 井 義昭,我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討,土木学会論文集A, Vol. 65, No. 2, pp.410-425, 2009.
- 3) 土木学会鋼構造委員会:鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書, 2.3
 節, 2014.6.
- URS corporation, Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No.9340, I-35W over Mississippi river, Draft report, 2006.
- 5) 後藤芳顯,川西直樹,本多一成,リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜 材破断時の衝撃係数,構造工学論文集, Vol. 56A, 2010.
- 6) 土木学会鋼構造委員会:鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書, 3.4 節および 3.6 節, 2014.6.
- 7) 萩原光一, リダンダンシー解析におけるトラス格点部の照査法とモデル化の検討,埼 玉大学卒業研究論文,2010.
- 8) 奥井義昭,永谷秀樹,明石直光,松田岳憲,安田昌宏,石井博典,宮森雅之,小幡泰 弘,平山博,鋼トラス橋のリダンダンシーに関するケーススタディ,第11回 鋼構造 と橋に関するシンポジウム論文報告集,土木学会,2008.
- 9) 伊藤潔,鋼トラス橋のリダンダンシー解析手法の検討,埼玉大学大学院理工学研究科 修士論文,2010.
- 10) 枡田智子,平城弘一,渡辺滉,高田嘉秀,宮地真一,牛島祥貴,スラブアンカーの静的ずれ耐力特性に関する実験的研究,構造工学論文集,土木学会, Vol.47A, pp.1373-1380, 2001.
- 11) 2007 年制定 鋼·合成構造標準示方書 [設計編],土木学会 鋼構造委員会,2007.3.
- 12) Federal Highway Administration (FHWA) : Load Rating Guidance and Examples For Bolted and Riveted Gusset Plates In Truss Bridges, 2009.2.
- 13) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 日本道路協会, 2012.5.
- 14)(独)土木研究所・首都大学東京・早稲田大学:腐食劣化の生じた実橋梁部材を活用した 鋼トラス橋の耐荷性能評価に関する研究,国土交通省建設技術研究開発費補助金総合 研究報告書,2013.3.

- 15) National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) : Guidelines for the Load and Resistance Factor Design and Rating of Riveted and Bolted Gusset-Plate Connections for Steel Bridges, 2013.2.
- 16) 本州四国連絡橋公団, トラス格点構造設計指針(案), 1976.
- 17) British Standard 5400-3, 2000.8.
- 18) 国土交通省鉄道局,鉄道総合技術研究所鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造 物,2002.
- 19) 片出亮,香月智:鋼製砂防堰堤のリダンダンシー評価指標の基礎的検討,土木学会第 64回年次学術講演会, I-654, 2009.9.
- 20) 林健治: 主桁が疲労損傷した二主桁橋の残存耐荷力に関する基礎的研究, 日本機械学 会, 2013 年度年次大会講演論文集, G011031, 2013.9.
- 21) 土木学会鋼構造委員会:鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書, 3.4節, 2014.6.
- 22) 野中哲也, 宇佐美勉, 岩村真樹, 廣住敦士, 吉野廣一: 連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案,構造工学論文集 Vol.56A, pp.779-791, 2010.3.
- 23) 土木学会: 鋼·合成構造標準示方書—耐震設計編, 丸善, 2008.
- 24) 後藤芳顯,川西直樹,本多一成:リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜 材破断時の衝撃係数,構造工学論文集 Vol.56A, pp.792-805, 2010.3.
- 25) 杉岡弘一,松本茂,大石秀雄,金治英貞,馬越一也,長井正嗣:局部座屈を簡易に考慮するファイバーモデルを用いた橋梁全体系解析に関する基礎的検討,構造工学論文集,No.57A, pp.703-714, 2011.3.
- 26) 馬越一也, 葛漢彬, 野中哲也, 宇佐美勉: 鋼部材の連成座屈強度を近似的に考慮する 等価初期たわみ式の提案, 土木学会第68回年次学術講演会概要集, I-527, 2013.9.
- URS Corporation : Fatigue Evaluation and Redundancy Analysis, Bridge No.9340 I-35W Over Mississippi River, 2006.