

報告 RC 橋脚の耐震補強に関する試算例

八田吉弘*¹・森田雄三*²・森尾敏*³・宮川豊章*⁴

要旨：RC 橋脚の耐震補強工法の一般的な 4 工法を取り上げ、各補強工法の概要を示し、その補強効果の特性を検討した。また、実施例の多い鋼板巻立て工法について非線形動的解析を行い、保有水平耐力照査法との比較を試みた。両者の検討結果が異なることは十分予想されたが、ここでは非線形動的解析（時刻歴応答）による応答値に基づく判定基準について考察した。

キーワード：RC 橋脚、補強工法、耐震補強設計、非線形動的解析

1. はじめに

阪神・淡路大震災で損傷を受けた RC 橋脚の多くは昭和40年代に施工されたものである。当時は許容応力度法による設計が行われるとともに、曲げモーメントの減少にともなう主鉄筋の段落としても多く採用されていた。道路橋においては、昭和55年に改訂された「道路橋示方書 V（以下、道示 V と略記）」[1]により、RC 橋脚が適度の靱性を持つように地震時変形性能の照査を行うこととされ、平成 2 年の改訂では地震時保有水平耐力の照査方法についてさらに詳しく記述された。また、震災後出された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様（以下、復旧仕様と略記）」[2]では、横拘束によってコンクリートの応力・ひずみ関係が見直され、今回の地震で得られた強震記録を用いた非線形動的解析による照査や簡便法による照査が示された。

このような経緯から、許容応力度法によって設計された RC 橋脚において、現行基準と相当の耐震性を確保するための補強が必要となる場合が想定される。本報告では、一般的な補強工法として用いられている①鋼板巻立て工法、②RC 巻立て工法、③鋼板・RC 巻立て併用工法、④FRP 巻立て工法（炭素繊維）の 4 工法について留意点を述べ、道路橋の単柱式 RC 橋脚をモデルとして、地震時保有水平耐力の照査を行った。また、①鋼板巻立て工法については非線形動的解析（時刻歴応答）を実施し、地震時保有水平耐力による照査結果との違いについて検討を行った。

2. 各種補強工法と設計法

(1) 鋼板巻立て工法：既設橋脚に $t=6\sim 12\text{mm}$ 程度の鋼板を巻立て、橋脚と鋼板の間隙にはエポキシ樹脂あるいはセメントグラウト注入を行い、橋脚の靱性向上あるいはせん断耐力、曲げ耐力を向上させる工法である（図-1）。鋼板を巻立てて補強する場合、鋼板を帯鉄筋のみとみなして補強する場合と鋼板を帯鉄筋および主鉄筋とみなして補強する場合がある。

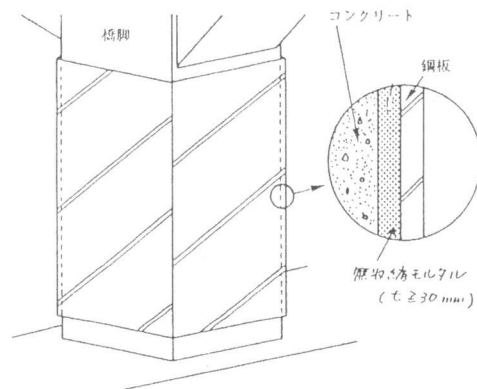


図-1 鋼板巻立て補強例

*1 オリエンタル建設（株）大阪支店工務部副部長、工修（正会員）

*2 住友建設（株）大阪支店エンジニアリングチーム課長

*3 （株）奥村組電算センター課長、工博

*4 京都大学助教授 工学部土木工学科、工博（正会員）

巻立てた鋼板を帯鉄筋とみなした場合には、帯鉄筋をせん断補強筋とすることによるせん断耐力の向上、および帯鉄筋の横拘束による橋脚の靱性向上が期待される。巻立てた鋼板を帯鉄筋および主鉄筋とみなした場合、主鉄筋としての効果を確保するためには巻立てた鋼板と既設橋脚のコンクリート面とが平面保持され、ズレが生じないような方策が必要となる。そのために、例えば鋼板にアンカー筋を設置し、アンカーの断面積をもって、主鉄筋の断面積とされている[3]。

(2) RC巻立て工法：既設橋脚に主鉄筋・帯鉄筋を配置し、厚さ25cm程度のコンクリートを巻立て、主鉄筋による曲げ耐力および帯鉄筋によるせん断耐力を向上させる工法である。RC巻立て工法の留意点は、巻立てたRC部材と既設橋脚断面とが一体となるよう、巻立て部の主鉄筋は確実にフーチングに定着する必要がある。(図-2)

(3) 鋼板巻立てRC巻立て併用工法：鋼板巻立てとRC巻立てを併用した工法は、鋼板巻立てによりせん断耐力の補強を行い、RC巻立てにより曲げ耐力の補強を行うものである。このため橋脚部位の必要な補強に対して両者を併用することが可能である。

(4) 炭素繊維巻立て工法：既設橋脚に高強度、高弾性の炭素繊維を巻立てる工法は、これまで段落とし部の補強に用いられていたが、最近では、橋脚全体の耐震補強にも用いられ、補強による重量増加が少なく、施工性の良い工法である。炭素繊維シート補強を行う場合には、貼付ける繊維の方向により、帯鉄筋あるいは主鉄筋としての補強目的を選択することが可能である[4]。(図-3)

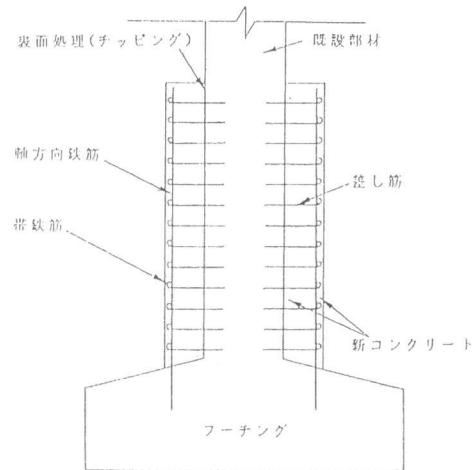


図-2 RC巻立て補強例

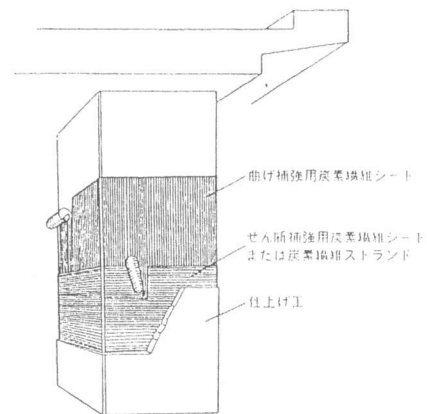


図-3 炭素繊維巻立て補強例

3. 補強設計例

図-4に示す単柱式RC橋脚を対象モデルとして、各補強工法について検討した。なお、これらの試算は各工法における最適補強量を検討したものではなく、各工法の特徴把握を目的としたものである。モデル橋脚には主鉄筋D25が125mmピッチで1.5段配置され、帯鉄筋はD13c300mmで配置されている。補強前の検討として「道示V」による場合(ケースA)、「復旧仕様」による場合(ケースB)について行った。また、補強後の検討としては、表-1に示す5ケースについて「復旧仕様」による検討を行った。ケースGの炭素繊維補強に用いた炭素繊維は引張強度を $25,000\text{kgf/cm}^2$ 、引張弾性率を $2.35 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$ とした。なお、横拘束効果を考慮したコンクリートの終局ひずみの算定に用いる補強材の降伏点

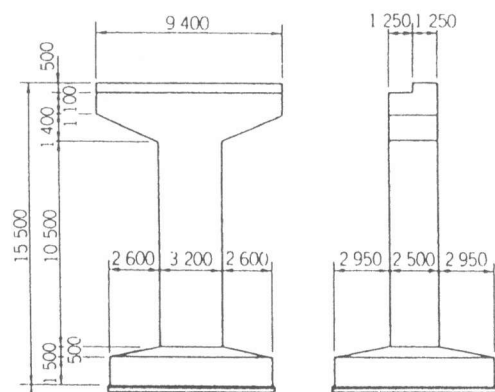


図-4 検討対象モデル[5]

強度に相当する値としては、炭素繊維の引張強度 $25,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ を代入した。

検討結果を表-1に示す。補強前の耐震性能を比較すると、「道示V」(ケースA)と「復旧仕様」(ケースB)では、コンクリートの終局ひずみの評価が異なることから、「復旧仕様」により試算した結果、終局ひずみが小さく評価され、許容塑性率が小さくなる結果を得た。補強後の結果を比較すると、鋼板を帯鉄筋として補強した場合(ケースC)にはせん断耐力および終局時の変形性能が回復され靱性が向上する。帯鉄筋および主鉄筋として補強した場合(ケースD)には、これに加えて曲げ耐力も回復することとなる。RC巻立て工法により補強した場合(ケースE)には、変形性能はあまり改善されず、曲げ耐力が大きくなる。また、RC巻立てに鋼板巻立てを併用した場合(ケースF)には鋼板による横拘束により終局ひずみが増加し、変形性能が改善されることを確認した。炭素繊維で帯鉄筋方向に補強した場合(ケースG)にはケースCと同様に変形性能が改善され、等価水平震度が低減されることにより、保有水平耐力が確保されることとなった。

表-1 変形性能と耐力の比較

項目		補強前		補強後				
検討番号		ケースA	ケースB	ケースC	ケースD	ケースE	ケースF	ケースG
照査方法		道示V	復旧仕様	復旧仕様	復旧仕様	復旧仕様	復旧仕様	復旧仕様
補強方法		無補強	無補強	横拘束のみ (アンカー無)	横拘束+曲げ (アンカー有)	RC巻立工法	鋼板+RC巻立 併用工法	炭素繊維巻立 工法
補強内容		—	—	○横拘束鋼板 : t = 6mm	○横拘束鋼板 : t = 6mm ○アンカー筋 : D35ctc500	○帯鉄筋 : D19ctc100 ○主鉄筋 : D25ctc250	○帯鉄筋 : D19ctc100 ○主鉄筋 : D25ctc250 ○横方向鋼板 : t = 6mm	○横拘束 炭素繊維 : t = 1.0mm
降伏時	水平耐力(tf)	221.8	222.4	219.6	270.2	304.3	300.5	211.8
	最大変位(cm)	4.87	4.75	4.82	5.03	3.60	3.64	4.62
終局時	曲げ耐力(tf)	279.5	280.0	282.5	356.8	415.2	418.7	282.9
	せん断耐力(tf)	381.1	381.1	990.2	990.2	922.5	1,688.4	1,397.1
	最大変位(cm)	24.42	16.91	40.12	39.91	27.07	46.74	59.00
コンクリートひずみ		0.0035	0.0023	0.0050	0.0050	0.0040	0.0068	0.0069
破壊形態		曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行
許容塑性率		3.67	2.71	5.89	5.62	5.35	8.90	8.84
等価固有周期(秒)		0.63	0.62	0.63	0.58	0.48	0.48	0.63
照査用設計水平震度		0.7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
等価水平震度		0.28	0.95	0.61	0.62	0.64	0.49	0.49
保有水平耐力(tf)		260.3	260.8	261.5	328.0	378.2	379.3	259.2
慣性力(tf)		144.6	490.7	315.1	320.2	361.3	276.6	256.7
安全度の照査結果		○	×	×	○	○	○	○

4. 非線形動的解析による照査

ここでは、前章の表-1で取り上げた解析ケースのうち、「復旧仕様」に基づく補強前のケースBと鋼板巻立てによる補強後のケースC(アンカー無)、ケースD(アンカー有)に対して、橋脚の曲げに伴う非線形特性を考慮した弾塑性地震応答解析を実施した。ここで着目した検討項目は、①補強前と補強後のモデルの応答値の相違、②線形解析と非線形解析の応答値の相違、③1質点系と多質点系の応答値の相違、④地震時保有水平耐力による照査結果と動的解析による照査結果の相違である。

4.1 解析方法

曲げ変形の非線形特性は曲率直線分布法[6]によった。M- ϕ 関係は「復旧仕様」に基づく線形弾性モデルとTri-linearモデルを用いた。なお、Tri-linearモデルの履歴曲線はMasing則を満足する移動硬化則に基づくものである。

構造系のモデル化については、主鉄筋の段落しがなく、橋脚の振動が曲げ1次モードのみに支

配される場合、1質点振動系の動的解析で十分であると考えられる。しかし、主鉄筋の段落し部で橋脚の復元力特性が大きく変わる場合、高次モードの影響が無視できない場合、脚部の慣性力を正確に評価する場合等では、多質点振動系の解析によらなければならない。このため、ここでは両者の違いを知っておくという意味から、1質点系と多質点系の2種類の解析を行った。1質点系の解析モデルは、高さ $H=13.0\text{m}$ 、重量 $W=480.0\text{tf}$ であり、多質点系(9質点)の解析モデルを図-5に示す。

なお、解析モデルの基部の境界条件は、橋脚の補強工法の差異を明確にするため固定とした。地盤条件は第I種地盤であるため、入力地震波として、神戸海洋気象台で観測された加速度記録のうち、5時46分54秒から20秒間のNS成分(最大 818cm/s^2)を用いた。粘性減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数 $h=0.02$ を用いた。また、直接積分はNewmark- β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間きざみは 0.01s とした。

以上のような解析方法を用いて行った解析ケースは、表-2に示す7

ケースとなる。このうち、ケース2、3、4は前述の表-1のケースB、C、Dに対応した1質点系の解析である。また、ケース1は線形解析、ケース2~4はTri-linearモデルを用いた非線形解析である。多質点系の動的解析は、このケース2~4について行うものとし、ケース2M、3M、4Mとした。解析に用いた補強前後の $M-\phi$ 関係を表-3に示す。

4.2 1質点系モデルの解析結果

1質点系モデルの最大応答値および照査結果の一覧を表-4に示す。同表において、初期固有周期とは $M-\phi$ 関係の第一勾配(ひび割れ時までの曲げ剛性)を用いた固有周期である。ケース1の線形解析では、ケース2のTri-linearモデルの第一勾配を延長して使用するため、両者は等しい。また、ケース3の初期固有周期もケース1、2と同じであるが、これは、補強(鋼板巻立てアンカー無し)効果が $M-\phi$ 関係の第一勾配には反映されないためである。

ケース1の線形解析とケース2の非線形解析の最大応答値を比較すると、大きな違いがみられる。すなわち、線形解析では 4000cm/s^2 を越える大きな最大加速度が発生するが、変位は小さい。一方、非線形解析の最大加速度は 600cm/s^2 程度と小さく、変位は線形解析の2倍程度である。非線形解析における大きな変位は残留変位によるものであり、卓越周期の長周期化がみられた。

ケース2(補強前)、ケース3(鋼板巻立てアンカー無し)、ケース4(鋼板巻立てアンカー有り)の最大応答値を比較すると、加速度はケース3<ケース2<ケース4の順で、速度、変位は、逆にケース3>ケース2>ケース4の順である。また、せん断力、曲げモーメントは加速度(慣性力)に比例するため、断面力の順も加速度と同じである。これは、 $M-\phi$ 関係の第三勾配における等価(割線)剛性の違いをそのまま反映したのになっている。すなわち、解析に使用した $M-\phi$ 関係において、塑性率(曲率)が1~15程度の範囲で、等価剛性はケース3<ケース2<ケース4の順であり、この順に加速度、

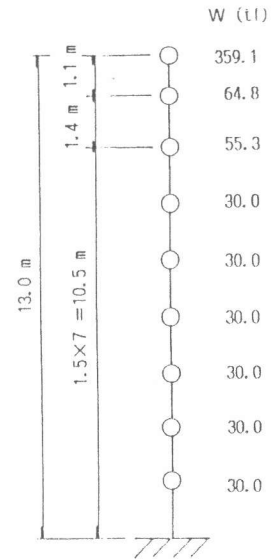


図-5 多質点系モデル

表-2 解析ケース

ケース	補強工法	構成式	質点系
1	補強前	Linear	1質点
2	補強前	Tri-linear	1質点
3	鋼板巻立てアンカー無し	Tri-linear	1質点
4	鋼板巻立てアンカー有り	Tri-linear	1質点
2M	補強前	Tri-linear	多質点
3M	鋼板巻立てアンカー無し	Tri-linear	多質点
4M	鋼板巻立てアンカー有り	Tri-linear	多質点

表-3 解析に用いた $M-\phi$ 関係

	モーメント(tf·m)			曲率($\times 10^{-4}$ 1/m)		
	M_c	M_y	M_u	ϕ_c	ϕ_y	ϕ_u
補強前	1354	3003	3780	1.1729	10.010	65.87
アンカー無し	1354	2964	3814	1.1729	10.254	176.34
アンカー有り	1403	3647	4817	1.1672	9.933	163.67

は大きく、逆に速度、変位は小さい。

照査の方法は、下の3つの条件をすべて満足するものをOK、どれかひとつでも満足しないものがあればNGとした。この3つの条件は地震時保有水平耐力による照査と整合したものである。

- ①：最大せん断力が、せん断耐力を越えないこと。
- ②：最大せん断力が、地震時保有水平耐力を越えないこと。
- ③：橋脚頂部の最大変位が、許容変位を越えないこと。

ただし、橋脚頂部の許容変位は降伏時の変位 δ_y

に許容塑性率 μ を乗じたものとした。この3つの基準を満足するか、しないかの判定を表中に○、×印で示している。表4によると、地震時保有水平耐力による照査でNGと判定されたケース3（鋼板巻立てアンカー無し）は、非線形動的解析による照査ではOKと判定される。一方、地震時保有水平耐力による照査でOKと判定されたケース4（鋼板巻立てアンカー有り）は、非線形動的解析による照査でもOKと判定される。

表-4 1質点系モデルの解析結果

		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
初期固有周期 (s)		0.35		0.35	0.34
最大応答値	絶対加速度 (cm/s ²)	4,039.6	586.6	551.9	654.9
	相対速度 (cm/s)	215.8	100.5	102.9	80.9
	相対変位 (cm)	12.51 ○	25.66 ×	27.40 ○	24.65 ○
	せん断力 (tf)	1971.2 × ×	270.3 × ○	244.6 ○ ○	300.9 ○ ○
モーメント (tf・cm)		25.63 × 10 ⁵	3.514 × 10 ⁵	3.179 × 10 ⁵	3.911 × 10 ⁵
地震時保有水平耐力 (tf)		260.8		261.5	328.0
せん断耐力 (tf)		361.1		990.2	990.2
橋脚頂部許容変位 (cm)		12.85		28.35	28.28
動的解析による照査		NG		OK	OK

(個別判定 ○：照査基準を満足する ×：照査基準を満足しない)
 (総合判定 OK：照査基準を満足する NG：照査基準を満足しない)
 注) せん断力の欄には、①の判定結果を左側、②の判定結果を右側に示す。

4.3 多質点系モデルの解析結果

多質点系モデルの最大応答値および照査結果の一覧を表5に示す。ケース2、3、4の1質点系とケース2M、3M、4Mの多質点系の最大応答値を比較すると、加速度、断面力は後者が大きく、速度、変位は逆に前者が大きい。これは、1質点系に比べ多質点系の剛性が高めに評価されたためであり、多質点系のモデル化において上部構造、橋脚張り出し部等の重量480 tfを上部の3質点に分割したことによると考えられる。この結果、初期固有周期も多質点系のほうが短くなっている。ただし、ケース2M、3M、4Mの最大値の傾向は、1質点系のケース2、3、4と同様にM-φ関係の第三勾配における等価剛性の違いをそのまま反映したものになっており、加速度、断面力はケース3M < ケース2M < ケース4Mの順で、速度、変位は、逆にケース3M > ケース2M > ケース4Mの順である。

動的解析による照査(1)の基準は1質点系の場合と同じとし、前述の3つの条件をすべて満足するものをOK、どれかひとつでも満足しないものがあればNGとした。ただし、多質点系の場合、②の条件における最大せん断力は、橋脚下端の最大曲げモーメントを上部構造の慣性力作用位置高さ(13.0 m)で除して求め、これを換算水平力として表5に示した。この結果、1質点系の解析ではOKと判定された補強後のケース3Mとケース4Mは、同表に示すように換算水平力が地震時保有水平耐力を越えるため、共にNGと判定される。

上の照査法は、地震時保有水平耐力の照査方法を、そのまま動的解析による照査方法として適用したものであり、かなり安全側の設計であると考えられ、必ずしも合理的とは言えないものと考えられる。このため、安全係数1.5を見込んだ上記の2番目の条件が瞬間的に満足されなくて

も、部材の最大曲率が終局時の曲率に至らないなら動的には安全

(安定)であると考え、2番目の条件を②部材の最大曲率 ϕ_{max} が終局時の曲率 ϕ_u を越えないことと変更した基準を設定し、これを動的解析による照査(2)として表-5に併記した。この照査方法に従うと、ケース3Mとケース4Mは、共にOKと判定される。

5. あとがき

RC橋脚を対象として補強・グレードアップに対する工法の一部を取り上げ、一設計例として地震時保有水平耐力と非線形動的解析による照査を行った。両者の結果

が異なることは十分に予測されることであり、これは、使用する構成式、設定する減衰定数等を含めた構造系のモデル化、入力地震波の卓越周期、最大加速度等によって変わる。また、地震時保有水平耐力の計算で用いられるNewmarkのエネルギー一定則は、一般に固有周期が短い場合によく成り立つとされているもので、非線形動的解析におけるTri-linearモデルの第3勾配に対応するスペクトル値と等価剛性に対応するスペクトル値の大小関係が、両者の違いに大きく影響している[7]。動的解析における構造系のモデル化については、現在設計者の判断にゆだねられている所が多いが、今後これら解析法の詳細についての検討が必要であろう。

なお、本報告は日本コンクリート工学協会近畿支部の土木コンクリート構造物の震災対策に関する調査研究委員会(藤井學委員長)第3分科会(児島孝之主査)での活動報告[8]の一部であることを付記し、関係者に謝意を表するものである。

【参考文献】

- [1]日本道路協会：道路橋示方法書・同解説V耐震設計編、平成2年2月
- [2]兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説(案)、平成7年2月
- [3]日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成7年6月
- [4]日本道路公団試験研究所橋梁研究室：炭素繊維による鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領、試験研究所技術資料第615号、平成7年2月
- [5]川島一彦他：道路橋の耐震設計計算例、山海堂、平成4年
- [6]益尾 潔他：RC連層耐震壁架構の弾塑性変形性状に関する解析的研究 その1 解析法、日本建築学会論文報告集、第339号、pp.1-10、1984.5
- [7]濱田禎他：長周期成分を含む入力地震動による構造物の非線形応答、土木学会第50回年次学術講演会、pp.1658-1659、1995.9
- [8]日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する調査研究委員会・中間報告書、1995.12

表-5 多質点系モデルの解析結果

		ケース2M	ケース3M	ケース4M	
初期固有周期(s)		0.34	0.34	0.33	
最大応答値	橋脚上端	絶対加速度 (cm/s ²)	722.5	664.9	790.1
		相対速度 (cm/s)	88.0	92.1	77.9
		相対変位 (cm)	22.64 ×	26.95 ○	21.46 ○
	橋脚下端	せん断力 (tf)	363.2 ×	345.4 ○	409.9 ○
		モーメント (tf・cm)	4.002×10 ⁵	3.553×10 ⁵	4.387×10 ⁵
		換算水平力 (tf)	307.8 ×	273.3 ×	337.5 ×
地震時保有水平耐力 (tf)		260.8	261.5	328.0	
せん断耐力 (tf)		361.1	990.2	990.2	
橋脚頂部許容変位 (cm)		12.85	28.35	28.28	
動的解析による照査(1)		NG	NG	NG	
$\mu_{max} = \phi_{max} / \phi_v$		8.021	11.886	9.673	
ϕ_u / ϕ_v		6.58	17.20	15.07	
ϕ_{max} / ϕ_u		1.22 ×	0.69 ○	0.64 ○	
動的解析による照査(2)		NG	OK	OK	

(個別判定 ○：照査基準を満足する ×：照査基準を満足しない)

(総合判定 OK：照査基準を満足する NG：照査基準を満足しない)