

[2095] RC 連続梁のせん断力に対する実用的設計方法の検討

百瀬明貴* 松貝 勇** 中村 光***

1. まえがき

单一、あるいは、対称な二点の集中荷重を受けるRC単純梁のせん断耐力は精度良く算定できるようになっている。しかし、連続桁やラーメン構造の部材では、单一の集中荷重下でも曲げモーメントはスパン内で正負に反曲する。また、単純梁であっても等分布荷重が作用する場合には、曲げモーメントは二次曲線状に、せん断力は直線的に変化する。このような場合のせん断強度、破壊性状には不明な点が多く、せん断力に対する合理的な設計方法は確立されていない。

松貝[2]は、せん断補強を行わないRC梁において、梁の各区間が潜在的に有しているせん断耐力は、梁の断面形状、鉄筋比、材料の性質などのほか、考慮している区間から支点および載荷点までの距離によって変化することを明らかにし、これを区間強度式として式(1)のように提案した。

$$V_u = R \cdot V_0 = 0.958 \cdot [\coth(x/d)]^{1.360} [\coth\{(a/d)-(x/d)\}]^{1.484} \cdot V_0 \quad (1)$$

ここで、

V_0 : 荷重および支点反力による影響を受けない場合の、断面の基本せん断耐力で式(2)による。

$$V_0 = 0.94 f'_c \cdot 10^3 p_w^{1/3} (100/d)^{1/4} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)

p_w : 引張鉄筋比 $= 100 \cdot A_s / (b_w \cdot d)$ (%)

d : 有効高さ (cm)

b_w : ウェブ幅 (cm)

a : 支点から載荷点までの距離 (cm)

x : 考慮している区間から支点までの距離 (cm)

さらに、複数の集中荷重を受ける場合の破壊規準としては、いわゆる直線被害則を仮定して、式(3)を用いれば良いとしている。ここで、 V_j は、各集中荷重によって当該区間に発生するせん断力である。

$$\sum \{V_j / (R \cdot V_0)\} = 1 \quad (3)$$

これらの関係を適用して、部材の全区間についてせん断破壊荷重を求めれば、その最小値として部材の破壊荷重が、最小荷重を与える x として破壊区間の位置が求められる(2.2参照)。

しかし、全ての区間について、また移動荷重を受ける場合には全ての荷重位置について、区間

* 山梨大学大学院 土木環境工学専攻 (正会員)

** 山梨大学教授 工学部土木環境工学科 工博 (正会員)

*** 山梨大学講師 工学部土木環境工学科 工博 (正会員)

強度法による計算を行うのは、多大な計算労力を要するため、実用設計に向いているとは言えない。そこで、本論文では、区間強度法による試算結果を応用して、実用設計に用いることができる程度に簡略化した設計方法について考察することとした。

2. 固間強度法による試算の概要

2. 1 試算に用いた構造物

試算は、R C 中空床版道路橋の設計例[3]を参考にして行った。

試算の基準とした構造物は、図-1に示す3径間連続橋で、支間長17m（等径間）、幅10.3の一等橋である。断面の有効高さは80cm、ウェブ幅（最小幅）の総和は300cm、鉄筋量最大断面での鉄筋比

は、正の曲げモーメント部で2.316%、負の曲げモーメント部で2.515%である。また、コンクリートの設計基準強度は240kgf/cm²である。

今回の試算では、せん断補強鉄筋は除外したこと、および、軸方向鉄筋比p_wは2.316%と一定にしたことを除き、構造形式、断面の形状寸法、材料強度は設計例と同一とし、支間長および集中荷重と等分布荷重の比率を変数とした。すなわち、支間長(L)は、設計例と同一の17m、0.5倍の8.5mおよび1.5倍25.5mの3種に変化させた。支間長と有効高さの比(L/d)は、10.6、21.3および31.9である。また、設計例の集中荷重（線荷重）Pと単位長さ当たりの等分布荷重wの比(P/w)が約150であるので、この値を中心に50から300までの範囲で5種に変化させた。一般の梁部材では、支間長が大きくなれば、断面の高さも増加させるのであるが、ここでは、曲げ耐力に関する検討は行わないこともあって、せん断破壊荷重の計算結果に大きな影響を及ぼすL/dの値を広い範囲で変化させることを目的として、あえて、有効高さは一定とした。

2. 2 固間強度法によるせん断破壊荷重の計算

区間強度法によるせん断耐力算定法の詳細は、参考文献[1]を参照されたいが、その概要是以下のとおりである（図-2参照）。

- ①各スパン(L)をn等分し、断面1から断面nを設定する（断面の番号をiとする）。
 - ②各スパン上の等分布荷重wをn個の集中荷重に置換し、それらを各隣接断面間の中央に載荷する（荷重位置の番号をjとする）。
 - ③断面1から断面nについて、下記④の各計算を繰り返す。
 - ④集中荷重Pの作用位置を1からnまで変えて（P_j, j=1~n）、以下の各計算を繰り返す。
 - ・構造解析（FEM）を行い、曲げモーメントの反曲点を求める。
 - ・反曲点位置に基づいて、スパンを単純梁モデルおよび片持ち梁モデルに置換する。
 - ・P_jおよびwによってi断面に発生する有効せん断力の総和V_{e,i}を求める。
- $$V_{e,i} = \sum (V/R_j)$$
- ・V_{e,i}とV_oから、i断面がせん断破壊するときのwの値(w_{i,j})を決定する。

$$w_{ij} = V_0/V_{ci}$$

ここで得られた w_{ij} の最小値が、断面*i*のせん断破壊荷重(w_i)である。ただし、単純梁モデルにおいては、モーメント反曲点は間接支承に相当するので、これによるせん断耐力の低下を考慮するため、 V_0 の代わりに V_0/K を用いる。

$$K = 1 + 0.5(l/d - 1), \quad 1.0 \leq K \leq 1.5 \quad (4)$$

⑤全断面について計算した w_i の中の最小値、および最小値を与える断面位置として、当該スパンのせん断破壊荷重および破壊断面位置を決定する。破壊時の集中荷重の値は、破壊時の分布荷重の値と、設定した荷重比 P/w によって定まる。なお、試算にあたっては、破壊位置を正確に求めるため、断面分割のピッチはすべて10cmとした。従って、各スパンの分割数は850から2,550である。また、試算結果の概要は表-1にとりまとめて示した。

3. 試算結果の検討

3. 1 せん断破壊に対する危険断面の位置

スパン①～⑤について、求めた危険断面位置は図-3に示したとおりである。ここで、危険断面とは、各スパン中でせん断破壊荷重が最小となる断面のことである。なお、破壊断面位置に及ぼす L/d の影響は大きいが、荷重比 P/w の影響は顕著ではないので、図-3には、 P/w が50（図中のマーク小）および300（図中のマーク大）の場合だけについて結果を示した。これらの結果から、せん断力に対する危険断面位置は、作用せん断力が最大となる支点断面ではなく、支点から $1.4d \sim 2.3d$ 程度離れた断面であることが分かる。支点から危険断面までの距離 x は、 l_i/d が増加するにつれて増加しており、詳しく言えば、単純梁でモデル化したスパン（図-2のスパン①, ②, ⑤）よりも、片持ち梁でモデル化したスパン（図-2のスパン③, ④）における x の方が大きくなる傾向は明かである。しかし、主要因の影響だけを考慮して、これらの結果を安全側に包絡すれば、式(5)のように近似することができる。なお、図-3には、式(5)による計算値も併せて示した。

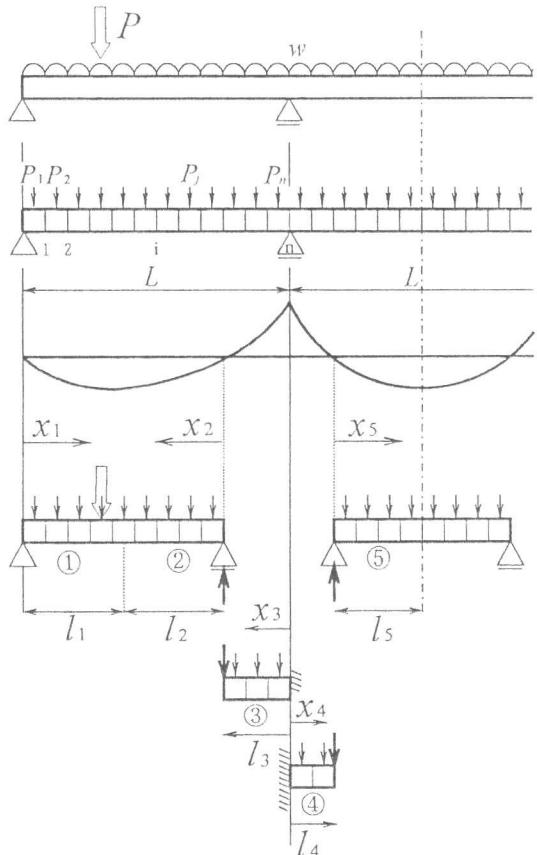


図-2 区間強度法の概要

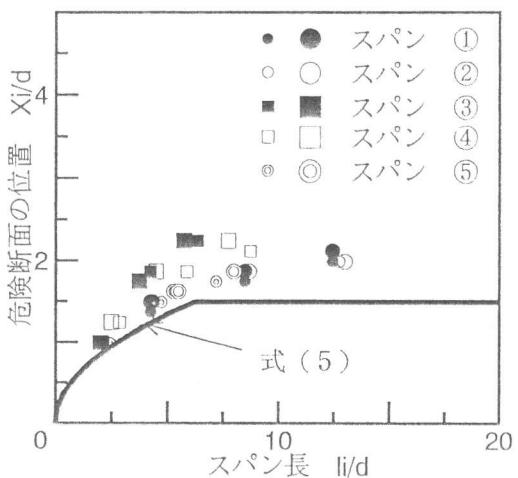


図-3 危険断面の位置

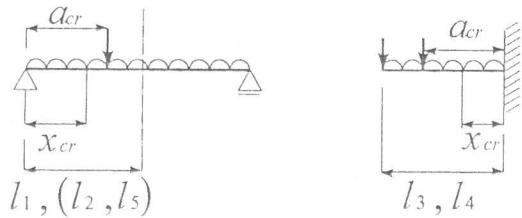


図-4 破壊断面位置の概念図

$$x_i/d = 0.6(l_i/d)^{1/2} \leq 1.5 \quad (5)$$

ここで、iはモデル化した梁のスパン番号である（図-2参照）。

3.2 危険断面がせん断破壊する時の集中荷重の作用位置

危険断面がせん断破壊するのは、その断面に作用するせん断力が最大になる時ではなく、それよりもせん断力が低下する方向に、集中荷重が移動したときである。この荷重の移動量をSで表し、「シフト量」と呼ぶことにする。図-4に、断面位置x/dと破壊時の集中荷重位置の関係を概念的に示した。ここで、 x_{cr} は危険断面の位置を、 a_{cr} は破壊時における集中荷重位置を表しており、シフト量Sは $(a_{cr}-x_{cr})$ である。

図-5および図-6は、各スパンについてのシフト量とP/wの関係を示したものである。単純梁でモデル化したスパン（①, ②, ⑤）におけるシフト量は、1.4d～2.4dの範囲で、P/wとは無関係に一定値をとるか、P/wの増加につれて若干増加する傾向がある。一方、片持ち梁でモデル化したスパン（③, ④）においては、シフト量は2.0d～4.5dの範囲であるが、P/wの増加につれてシフト量が増加する場合も、減少する場合もあり、一定の傾向は認められなかった。

図-7は、モデル化した梁のスパン長とシフト量の関係を示したものである。全体的には、スパン長が大きくなるほどシフト量も増加する傾向がある。また、ここでも、片持ち梁におけるシフト量は、単純梁におけるよりも明らかに大きいのであるが、これらの結果を安全側に包絡すれば、式(6)のように近似することができる。式(6)による計算値は、図-5中に併せて示した。

$$S_i/d = (a_{cr}-x_{cr})/d = 0.7(l_i/d)^{1/2} \leq 1.5 \quad (6)$$

4. 実用的な設計方法に関する考察

4.1 実用設計方法の提案

土木構造物の設計においては、必ず、最大曲げモーメントおよび最大せん断力が計算されている。それで、これらの計算結果を利用した、下記のような設計方法が実用的であり、簡易でもあると考

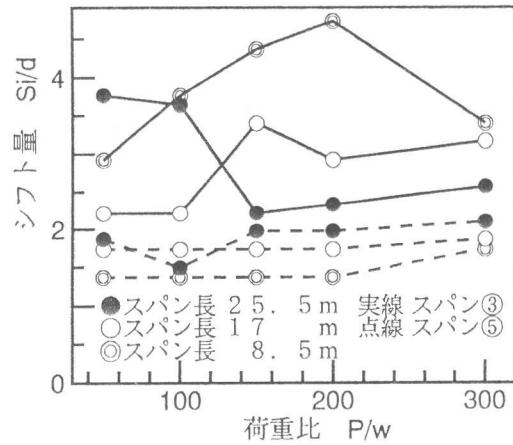


図-5 シフト量とP/wの関係1

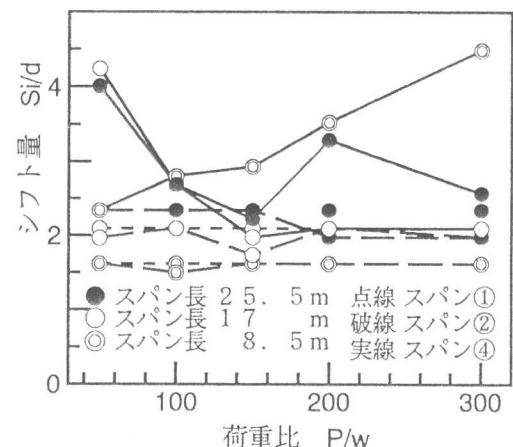


図-6 シフト量とP/wの関係2

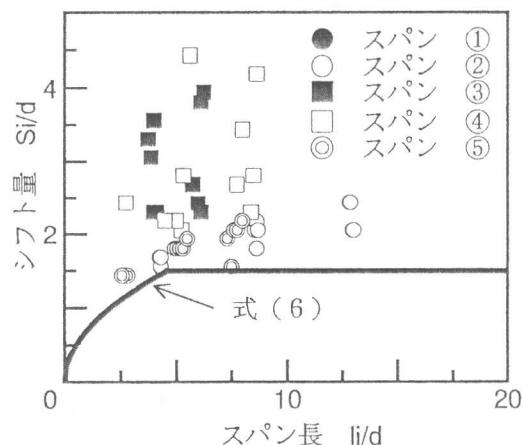


図-7 シフト量とスパン長の関係

えた（図-8参照）。なお、ここでは安全係数に関する考慮は行っていない。

- ①設計用の荷重を載荷して、最大せん断力図、最大曲げモーメント図を描く。
- ②最大曲げモーメント図を用いて、モデル梁のスパン長 l_i を定める。
- ③式(5)によって、モデル梁各スパンの危険断面位置 x_i を求める。
- ④式(6)によって、各スパンに適用するシフト量 S_i を求める。
- ⑤各スパンの最大せん断力図を S_i だけシフトした後、危険断面の作用せん断力を求める。
- ⑥式(2)および(4)より、危険断面のせん断耐力を求める。
- ⑦せん断耐力が作用せん断力以上であれば、各スパンはせん断破壊に対して安全である。

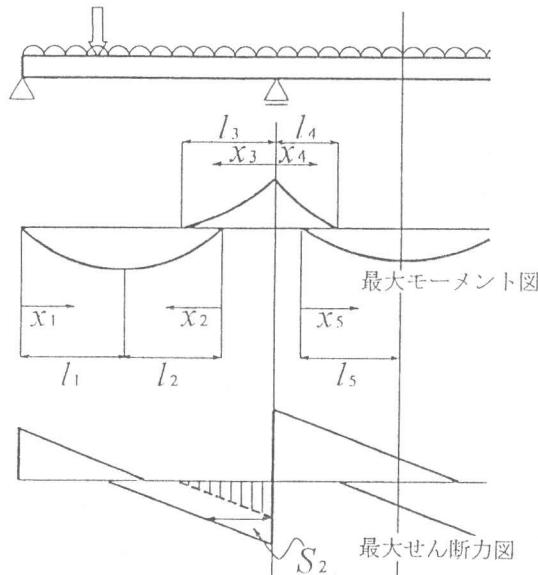


図-8 提案した設計方法の概要

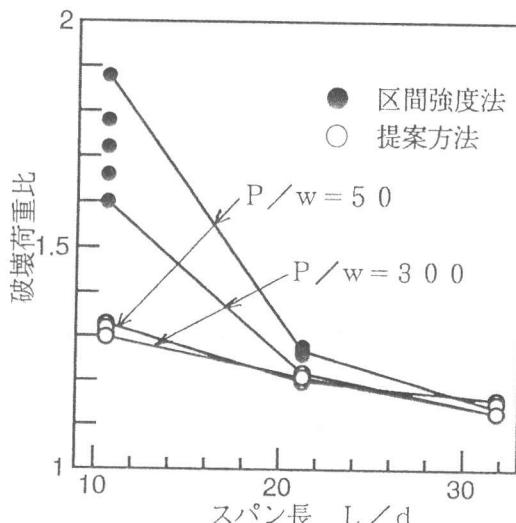


図-9 せん断破壊荷重の比較

4. 2 現行設計法との比較

現行の設計方法としては、土木学会コンクリート標準示方書[4]の方法を用いる。土木学会の方法を試算のケースに適用すると、断面耐力としては式(2)を用い（正確には式の係数は0.9であるが、この差は無視する）、支点から $h/2$ (h : 部材の全高さ) の断面を危険断面として、危険断面の最大せん断力との比較において安全性を検討することになる。

表-1および図-9は、現行方法、区間強度法および提案方法で算定したせん断破壊荷重の値およびそれらの比較を示したものである。試算したいずれのケースにおいても、区間強度法および提案方法は、現行法よりも大きなせん断破壊荷重を与えることが明かであり、その傾向は、スパン／有効高さの比が小さいほど、また、集中荷重／等分布荷重の比が小さいほど顕著である。

図-7からも明らかなように、区間強度法で求めた破壊荷重は、現行法による値の1.13～1.85倍で、かなり経済的な設計となる場合も多い。一方、提案法による破壊荷重は、現行法による値の1.13～1.33倍である。その有利さは、当然、区間強度法には及ばないものの、計算の簡易さを考慮すれば、実用設計に応用するに値する結果であると思われる。なお、提案法において、破壊荷重が低めに評価されること、および、表-1に示したように、破壊スパンが片持ち部となることが多いのは、式(5)および(6)が、特に片持ち梁において、安全側の近似となっているためである。

ここで、せん断補強鉄筋がない場合について計算及び比較を行ったのは、せん断補強鉄筋の効果にいまだ不明な点が多いためである。現在のところ、その効果はトラス理論によって評価する

のが現実的であって、その場合には、当面、式(1)および式(3)を下記のように変更しておけば良いと思われるが、この問題については今後さらに解明を進めなければならない。

$$V_u = R \cdot V_0 + r f_{v,y} \quad (1')$$

$$\sum \{V_j / (R \cdot V_0 + r f_{v,y})\} = 1 \quad (3')$$

ただし、rは腹鉄筋比、 $f_{v,y}$ はせん断補強鉄筋の降伏点である。

表-1 せん断破壊荷重の比較

スパン長 (m)	荷重比 P/w	破壊時等分布荷重 w (tf)									
		区間強度法					提案方法			現行法	
		スパン*	χ_{cr} (cm)	a_{cr} (cm)	w_1	比**	スパン*	w_2	比**	スパン*	w_3
8.5 L/d=10.6	50	2	110	245	71.6	1.88	3	50.3	1.33	3	37.9
	100	2	110	235	61.6	1.78	3	45.5	1.31	3	34.8
	150	2	120	255	55.1	1.72	3	41.6	1.30	3	32.1
	200	2	120	255	49.7	1.66	3	39.3	1.32	3	29.8
	300	2	120	255	41.6	1.60	3	33.9	1.30	3	26.1
17 L/d=21.3	50	3	150	335	24.3	1.27	3	23.0	1.20	3	19.1
	100	3	140	375	23.3	1.28	3	22.1	1.22	3	18.2
	150	3	140	325	22.3	1.27	3	21.1	1.21	3	17.5
	200	2	150	425	21.1	1.26	3	20.4	1.22	3	16.7
	300	2	160	315	18.8	1.22	3	18.7	1.22	3	15.4
25.5 L/d=31.9	50	3	180	495	14.6	1.14	3	14.8	1.16	3	12.8
	100	3	180	485	14.1	1.14	3	14.2	1.15	3	12.4
	150	3	180	365	13.9	1.16	3	13.7	1.15	3	12.0
	200	2	180	375	13.3	1.14	2	13.4	1.15	3	11.7
	300	2	180	395	12.4	1.13	2	12.4	1.13	3	11.0

*2.2でモデル化したスパン

**現行法の破壊時等分布荷重を1とした時の値

5. 結論

区間強度法を用いて3径間連続R C中空床版橋のせん断破壊荷重等を試算し、その結果を応用して、せん断力に対する実用的で簡易な設計方法について考察した結果、以下の結論が得られた。

1. せん断力に対する危険断面位置(x)は、式(5)によって近似できると思われる。
2. 危険断面における作用せん断力の算定においては、最大せん断力図を式(5)によるSだけシフトすることができると思われる。
3. 最大曲げモーメント図を用いて、構造物を単純梁および片持ち梁に置換し、置換した梁に上記の関係を適用することにより、せん断力に対する設計を簡易に、かつ、より合理的に行うこと可能であると思われる。

参考文献

- [1] 桧貝 勇：等分布荷重を受け、曲げモーメントの反曲点をスパン内に持つR Cはりのせん断耐力、土木学会論文集 No. 460/V-18, pp. 49~56, 1993. 2
- [2] 桧貝 勇：区間強度法による腹鉄筋を用いないR C梁のせん断耐力の算定、土木学会論文集 No. 472/V-20, pp. 69~76, 1993. 8
- [3] 国広哲男、手塚 薫、鬼丸敏男、工藤真之助、秋谷五郎：改訂鉄筋コンクリート橋の設計計算例、山海堂、1979
- [4] 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、平成3年度版、1990