

論文

[1193] SFRC を用いた土間コンクリートの設計法に関する検討

坂本 守*¹・水口 裕之*²・鈴木 信*³

1. はじめに

鋼繊維補強コンクリート(SFRC)は、1973年頃から実用化研究が始められ、舗装材、トンネルライニングなどに利用され、主として無筋コンクリート構造物の機能を高める目的で使われてきた[1]。最近、建築分野においては、工場、倉庫などの土間を中心に利用が検討されている。現在、土間には重量物を積載するものを除いて標準的な配筋をした鉄筋コンクリートが用いられている。SFRCを土間コンクリートに用いる場合には、鉄筋を使用しなくてもよいと考えられ、鉄筋工を行う必要がなく工期の短縮が可能である。また、SFRCは曲げ強度が高く、ひびわれ抵抗性、すり減り抵抗性に優れており[1][2][3]、高性能な土間とできる可能性も考えられる。

現在、土間コンクリートの設計基準に相当するものはなく、設計者が土間の設計条件に応じ、経験的に仕様を決めていることが多い[4]。

そこで、本研究では、SFRCを用いた土間コンクリートの設計法を検討するために、弾性支持地盤上でのコンクリート板の載荷実験を行い、土間コンクリートの力学的性質について調査し、現在、舗装版の設計に用いられている設計式のSFRC土間コンクリートの使用限界状態での設計における適用性について検討した。実験要因としては、鋼繊維の混入率、長さおよびコンクリート板厚とし、SFRC、鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリート供試体を用いた。

2. 実験概要

2.1 実験要因とその組合せ

実験要因とその組合せを表-1に示す。

2.2 使用材料およびコンクリートの性質

鋼繊維の性質を表-2に、早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートの配合を表-3に、試験時の材令約14日でのコンクリートの物性試験結果を表-4に示す。



2.3 供試体

供試体は、図-1に示すように、直径1000mm×厚さ100mmまたは85mmとし、支持辺で浮き上がりにくい円盤型とした。これは、一般の建築土間を2/3に幾何学的に縮尺したモデルで、厚さ100mmは一般に使用されている土間の厚さの15cmに、85mmはSFRCが使用される場合に対

表-1 実験要因とその組み合わせ

供試体名	板厚	補強方法				
PL-100	100 mm	無				
RC1-100		鉄筋	下側配筋	D6 @ 135mm		
RC2-100			上下側配筋	かぶり:33mm		
SF1-100		鋼繊維混入率	0.5%	織	30mm	
SF2-100					50mm	
SF3-100				1.0%	織	30mm
SF4-100						50mm
SF1-85			0.5%	長	30mm	
SF2-85					50mm	
SF3-85				1.0%	長	30mm
SF4-85	50mm					

表-2 鋼繊維の性質

寸法 (mm)	形状	引張強度 (MPa)
0.20×1.25×30		828
0.25×2.00×50		

*1 徳島大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

*2 徳島大学教授 工学部建設工学科、工博 (正会員)

*3 イゲタ鋼板(株) 技術部開発室課長

表-3 コンクリートの配合

供試体名	繊維混入率 (%)	繊維長 (mm)	骨材最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)	スラブ厚 (cm)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)					高性能AE減水剤 (ℓ/m ³)
								セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	鋼繊維 SF	
PL-100	0	—	20	50	12 ± 2.5	5.0 ± 1.5	47.2	326	163	840	921	0	3.59
RC1-100, RC2-100							47.2	326	163	840	921	0	3.59
SF1-100, SF1-85	0.5	30	20	50	12 ± 2.5	5.0 ± 1.5	42.8	328	164	757	987	39	3.61
SF2-100, SF2-85		50					47.3	358	179	804	877	39	3.94
SF3-100, SF3-85	1.0	30	20	50	12 ± 2.5	5.0 ± 1.5	50.8	348	174	885	836	78	3.83
SF4-100, SF4-85		50					55.3	378	189	914	717	78	4.16

表-4 コンクリートの物性試験結果

供試体名	圧縮強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	ポアソン比
PL-100	27.1	3.2	2.0	23.0	0.174
RC1-100	27.5	3.2	2.0	21.5	0.166
RC2-100	27.2	3.2	2.0	20.8	0.175
SF1-100, SF1-85	26.2	3.8	2.6	22.8	0.168
SF2-100, SF2-85	28.2	4.1	2.8	22.1	0.173
SF3-100, SF3-85	29.5	4.2	3.2	23.3	0.189
SF4-100, SF4-85	28.7	4.3	3.2	22.9	0.180

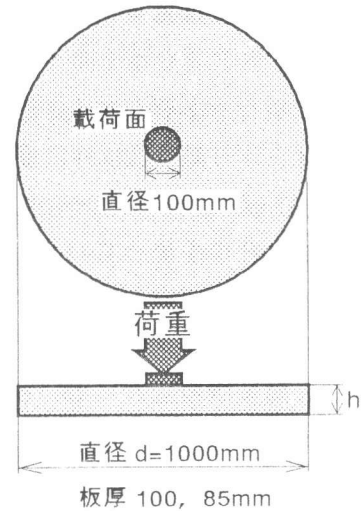


図-1 供試体の形状寸法

応するもので鉄筋コンクリートのものより薄い値とした。

S F R C 供試体では、板厚100mm、85mmでそれぞれ繊維混入率、繊維長を変えた8種類とした(表-1参照)。舗装版用の設計式を対象とするため、板厚100mmの無筋コンクリートの供試体、一般のものと比較検討するため鉄筋コンクリートで下側配筋および標準的配筋である上側下側配筋の供試体も使用した。鉄筋コンクリートでは、力学的縮尺率は無視し、一般の土間(厚さ15cm)の2/3の縮尺で鉄筋径D10をD6、かぶり5cmを3.3cm、ピッチ20cmを13.5cmとした。これらの供試体名を表-1に示す。

2.3 荷重試験

(1) 荷重方法

土間コンクリートは、地盤に支えられた平板に集中荷重が作用した場合の弾性支承上の版として設計される。実際の土間コンクリートと近似させるため、荷重は図-2のようにコンクリート打設面を上にして供試体を支持地盤上に設置し、その中央上面から直径100mmの荷重板で加力した。これは、土間の縁端部以外に輪荷重が作用した場合を想定している。

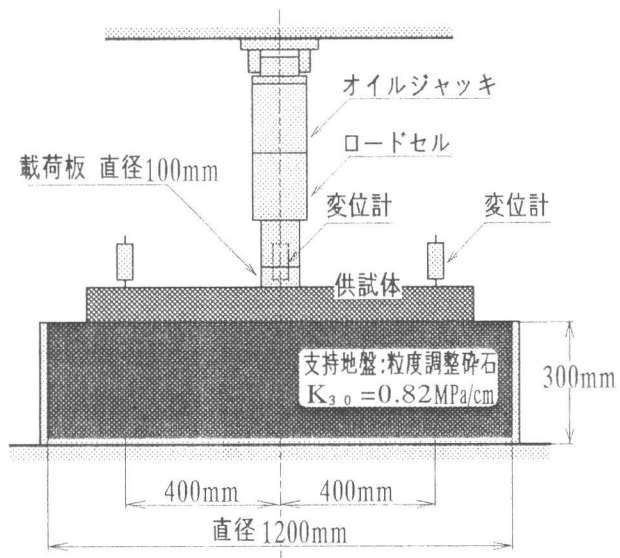


図-2 荷重方法

支持地盤には、最大粒径40mmの粒度調整碎石を使用[5]し、内径1200mm、高さ300mmの円筒容器に充填した。締固めにはタンピングランマーを使用し、支持力係数は平板荷重試験の結果、

$K_{30}=0.82$ (MPa/cm) とした。加力には、容量500kNのオイルジャッキを使用し、0.3kN/sで載荷した。加力は供試体が大きく変形し、中央と半径400mmの位置での変位の差（たわみ）が5mmに達する時点まで続けた。載荷試験は、供試体の材令約14日で行った。

(2) たわみの測定

各荷重段階でのたわみは、載荷板および供試体の中央から半径400mmの位置（4点）に設置した変位計を用いて、これらの変位の差から測定した。

(3) ひびわれ状況

本実験では、コンクリート引張面は支持地盤と接して、ひびわれを観察できないため、円形支承を用いた載荷実験[6]で調査したひびわれ状況の結果を用いて、同じたわみでのひびわれは同様であると仮定して考察した。この仮定は、ひびわれ状況は供試体の変形量すなわちたわみにほとんど支配されていると考え、支持条件によって変形の形状に相違はあるものの、両実験において変形量が同じ場合のひびわれ状況は同じとしたものであり、これを用いて各荷重段階でのひびわれ幅を推定した。ひびわれ幅の結果は、本実験と同じ供試体を用いて円形支承上で載荷を行った場合のひびわれ状況を観察したもので、ひびわれ発生までは1kNごとに加力し目視によって供試体の引張面でのひびわれ発生を判断し、その後は2kNごとに、コンクリート面のひびわれ状況とその時点での荷重を記載し、ひびわれ幅をクラックスケールで測定して得られたものである[6]。

3. 土間コンクリートの設計法の検討

3.1 ひびわれ発生限界状態に対する検討

現在、土間コンクリートの設計では、輪荷重に対しては、セメントコンクリート舗装の設計式である式(1)のWestergaard式を用いたもの[7]がよく使われている。この方法は、所定の荷重、地盤の支持力、土間コンクリートの厚さなどの設計条件を用いて、式(1)から土間コンクリートに発生する曲げ応力を求め、これに安全率を考慮したものを設計曲げ強度とし、使用するコンクリートの曲げ強度を決定するものである。

$$\sigma = 11.2 (1 + \mu) \frac{P}{h^2} (\log l - \log b + 0.268) \quad (1)$$

ここで σ : 土間引張側中央部の曲げ応力度 (MPa)

P : 輪荷重 (kN)

μ : コンクリートのポアソン比

h : コンクリート土間の板厚 (cm)

E : コンクリートのヤング係数 (MPa)

K_{75} : 支持力係数 ($= K_{30}/2.2$) (MPa/cm)

a : 接地半径 $12 + \frac{P}{9.8}$ (cm)

$a \geq 1.724 h$ のとき $b = a$

$a < 1.724 h$ のとき $b = \sqrt{1.6 a^2 + h^2} - 0.675 h$

$l = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12 (1 - \mu^2) K_{75}}}$ (cm)

そこで、SFRCを用いた土間コンクリートの設計法を検討するために、SFRCの曲げ強度を用いて式(1)のWestergaard式で曲げ応力が、各コンクリートの曲げ強度に達したときにひびわれが発生するとし、使用限界状態の一つであるひびわれ発生時の荷重を求めると表-5となる。一方、同じ供試体を用いた円形支承での実験結果[6]を用いて、同一たわみのときに今回の弾性支承上でもひびわれが発生するとして推定したひびわれ発生荷重を表-5に、また、実験値と算定値の比を表-5および図-3示す。

表-5 ひびわれ発生荷重

供試体名	Westergaard式を用いて求めたひびわれ発生荷重の算定値 (kN)	ひびわれ発生荷重の実験値 (kN)	実験値/算定値
PL-100	31.3	53.9	1.72
RC1-100	31.7	38.5	1.21
RC2-100	31.5	42.8	1.36
SF1-100	38.4	54.6	1.42
SF2-100	42.3	49.0	1.16
SF3-100	42.2	63.2	1.50
SF4-100	44.0	67.6	1.54
SF1-85	28.9	33.8	1.17
SF2-85	31.7	37.0	1.17
SF3-85	31.6	34.3	1.09
SF4-85	32.9	47.0	1.42

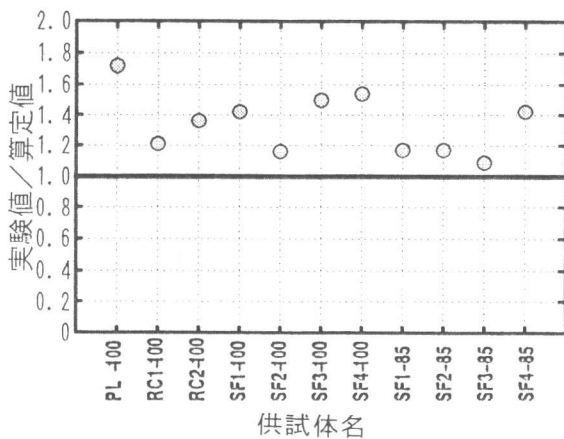


図-3 ひびわれ発生限界状態での実験値と算定値の比

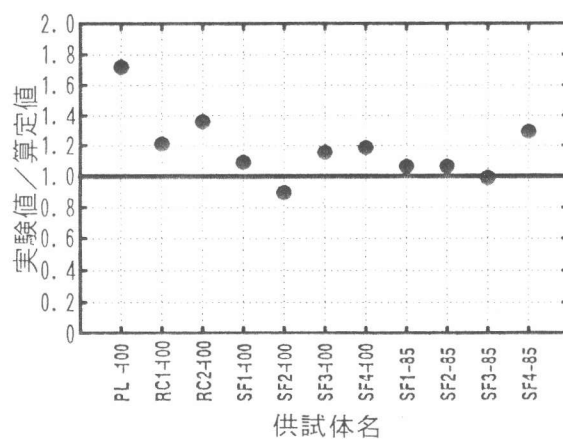


図-4 ひびわれ発生限界状態での実験値と補正係数を用いた式(2)での算定値の比

図-3に示されているように、曲げひびわれ発生時の実験値と算定値との比は、いずれも1以上となっており、式(1)でひびわれ発生荷重を求めると安全側の値となっていることが示されている。安全度の程度は、無筋コンクリートがもっとも大きく約1.7となっており、鉄筋コンクリートおよびSFRCでは1.1~1.5倍程度となっている。この安全度の程度は、材料の性質に対して明確な傾向を示していないが、SFRCでは厚さ100mmの方が全般的に安全度が大きく、1.2~1.5で平均1.4となり、板厚85mmの場合は、若干小さく1.1~1.4で平均1.2となっている。したがって、ばらつきを考慮すると板厚100mmの場合は式(1)によるPの算定値を1.3程度の補正係数を用いて、また、板厚85mmの場合は1.1程度の補正係数を用いてひびわれ発生荷重を推定することが可能であると考えられる。すなわち、補正係数を用い、無筋コンクリートに対する式(1)のWestergaard式を変形し、補正係数Cを用いた式(2)によって、SFRCの曲げ強度を用いてひびわれ発生荷重を推定できることになる。ひびわれ発生限界状態での実験値と補正係数を用いた式(2)での算定値との比は図-4に示すように1に近づけることができる。

$$P = \frac{C \cdot \sigma h^2}{11.2 (1 + \mu) (\log 1 - \log b + 0.268)} \quad (2)$$

ここで P : ひびわれ発生荷重 (kN)
 σ : コンクリートの曲げ強度 (MPa)
 C : 補正係数

3.2 ひびわれ幅限界状態に対する検討

ひびわれ幅限界状態として、限界ひびわれ幅をコンクリート内部の鋼繊維の腐食深さに関する既往の研究結果[8]を参考にして0.2mmと設定し、円形支承による実験結果[6]と連続弾性支承の今回の場合とが同じたわみで同一の最大ひびわれ幅になっていると仮定して、この限界ひびわれ幅を生じる荷重と推定した。この推定実験値と式(1)で求められるひびわれ発生荷重の算定値との比を図-5示す。

図-5にみられるように、推定実験値と算定値との比は、板厚100mmのSFRCでは、1.3~1.8の範囲で平均1.6、板厚85mmのSFRCでは、1.3~1.7の範囲で平均1.5となっている。したがって、ばらつきを考慮すると式(1)のひびわれ発生荷重の算定値をひびわれ幅0.2mmの限界状態に対しての荷重は、板厚100mmおよび板厚85mmのSFRCに対して1.4程度の補正係数を用いて算定できると考えられる。ひびわれ幅限界状態での実験値と補正係数を用いた式(2)での算定値との比は図-6に見られるように1に近づけることができる。

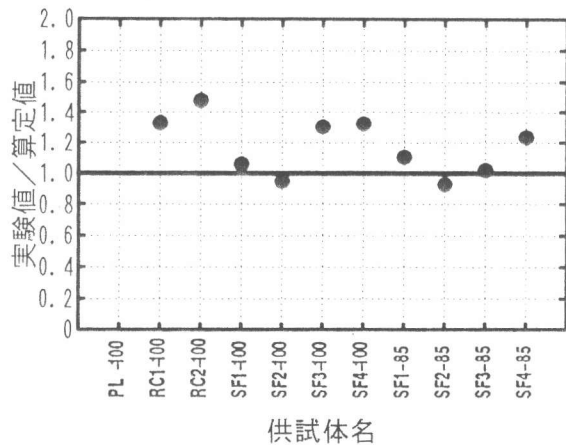
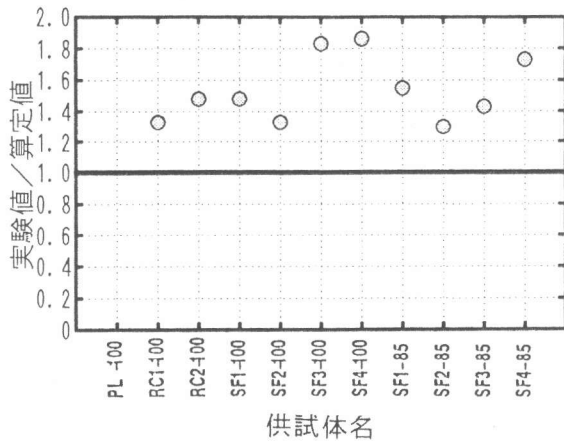


図-5 ひびわれ幅限界状態での実験値と算定値の比

図-6 ひびわれ幅限界状態での実験値と補正係数を用いた式(2)での算定値の比

3.3 たわみに対する検討

表-5に示す式(1)で求めたひびわれ発生荷重時のたわみを表-6に示す。

表-6に示されているように、半径400mmと中央部との間でのひびわれ発生時の算定荷重でのたわみは、0.27~0.54mm程度で大きくなく、この荷重を10~20%程度大きくしてもたわみは大きく増加せず、たわみに関する使用限界状態としては問題ないと考えられる。なお、各供試体ともひびわれ発生荷重以後では、たわみの増大が急でこれ以後は土間コンクリートの機能の低下が考えられる。

表-6 ひびわれ発生荷重算定値時のたわみ

供試体名	算定値の荷重時のたわみ (mm)
PL-100	0.45
RC1-100	0.31
RC2-100	0.27
SF1-100	0.44
SF2-100	0.27
SF3-100	0.54
SF4-100	0.41
SF1-85	0.41
SF2-85	0.35
SF3-85	0.50
SF4-85	0.42

4. まとめ

弾性支持地盤上での円盤型供試体の荷重試験を行い、輪荷重に対する舗装コンクリートの設計式である Westergaard式を、S F R Cを用いた土間コンクリートの使用限界状態の算定式として検討を行った結果、以下の結論を得た。

(1) 土間コンクリートのひびわれ発生限界状態での荷重は、S F R Cの曲げ強度を用いてWestergaard式で求めると、安全側の算定値となり、供試体における板厚100mmのS F R C土間の供試体では1.3、板厚85mmでは1.1の補正係数を用いて、次式で求めることができる。

$$P = \frac{C \cdot \sigma h^2}{11.2 (1 + \mu) (\log l - \log b + 0.268)}$$

ここで P : ひびわれ発生荷重 (kN)

σ : コンクリートの曲げ強度 (MPa)

C : 補正係数

(2) ひびわれ幅を0.2mmとしたひびわれ幅限界状態での荷重は、S F R Cの曲げ強度を用いて式(2)で求めたひびわれ発生限界状態での荷重に補正係数として1.4を乗じて推定できる。

(3) Westergaard式で求めたひびわれ発生荷重でのたわみは、0.27~0.54mm(半径400mm間)程度となり使用限界状態として問題は生じないと考えられる。

【謝辞】 実験材料の一部を、(株)ポゾリス物産から提供いただきました。ここに感謝致します。

【参考文献】

- 1) 小林一輔：繊維補強コンクリート -特性と応用- , オーム社, pp. 73~139, 1981.
- 2) ハナント, D. J. 著, 榎谷栄次 訳：繊維コンクリート, 森北出版, pp. 3~85, 1980.
- 3) 下村弥, 山田紘, 吉本重明, 一井英樹：鋼繊維補強コンクリートのひびわれ抵抗性, G B R C, No. 61, pp. 35~41, 1991.
- 4) 佐藤和男, 真崎博明, 安井久純, 篠塚誠治：フック付き鋼繊維コンクリートを用いた土間スラブの設計と施工, セメント・コンクリート, No. 493, pp. 38~46, 1988.
- 5) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS3 土工事および山留め工事 JASS4 地業および基礎スラブ工事, pp. 219~ 226, 1988.
- 6) 坂本守, 水口裕之, 鈴木信：S F R Cの土間用コンクリートへの適用に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 1, pp. 953~958, 1993.
- 7) 鋼材倶楽部：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル(道路舗装編), pp. 2~45, pp. 63~81, 1992.
- 8) 土木学会：コンクリートライブラリー第50号 鋼繊維補強コンクリート設計指針(案), pp. 84~90, 1983.