3DSoleを桁端部に用いた橋梁の耐震補強

技術本部	開発技術部	川畑智亮
技術本部	開発技術部	吉松慎哉
技術本部	開発技術部	桐川 潔

概要:3DSoleは,ガラス繊維ロッドを3次元的に組み,その隙間をエポキシ樹脂で充填して 固めた複合材料である.コンクリートの3~5倍の圧縮強度,終局までに60%もの変形性能, および高いエネルギー吸収性能を有している.両端部に橋台を有する多径間橋梁を対象と し,3DSoleを緩衝材として橋梁の桁 - 橋台間に設置することで,橋梁全体で耐震性を向上 させる補強方法について時刻歴応答解析により検討した.検討の結果,3DSoleの高エネ ルギー吸収効果や,地震時の橋梁の水平変位を抑制することで橋脚に作用する負担を低 減できることが分かった.

Key Words: 3DSole, 耐震補強, エネルギー吸収, 変位抑制

1.はじめに

施工条件の厳しい河川内での橋梁の耐震補強は,一般的に用いられている仮締め切りによる橋脚補強方法では 工費が高くなるという課題があり,低コストでの耐震補強技術の開発が求められている.近年,両端部に橋台を有する 多径間橋梁において,桁衝突による地震慣性力の低減効果を考慮した耐震補強技術の研究¹⁾がなされている.これ らは,今までの橋脚補強のように耐力を向上させるのではなく,上部構造の変位を抑制することで地震時の各橋脚に かかる負担を低減させ,橋脚補強の必要性を無くす,または低減する方法である.

今後,このような耐震補強方法の開発が求められることが予想される.そこで,桁端部にエネルギー吸収量の大きい3次元複合材料"3DSole"(写真-1)を緩衝材として設置し,上部構造の応答を低減する耐震補強工法(図-1)の開発を実施している²⁾.本稿では,3DSoleの特性をモデル化した橋梁全体系の動的解析による耐震検討結果について述べる.







図-1 3DSole 耐震補強のイメージ



2.3DSole の特徴とモデル化

(1) 3DSole の特徴

3DSole は,図-2 のように弾性体であるガラス繊維ロッドを3次元的に組み, その隙間をエポキシ樹脂で充填して固めた複合材料である.圧縮力に対してロ ッドが強化材として働き,高い耐荷重性を示し,可撓性のマトリクスゴムが衝撃 エネルギーを吸収して振動を減衰させる以下のような特徴を持った材料である.

- · 優れた変形性能 (終局ひずみがコンクリート 0.0035 に対し,約 0.60)
- ・ コンクリートの約3~5倍の圧縮強度
- ・ コンクリートの約 1/100, ゴムの 100 倍の弾性係数



(2) 3DSole のバネモデル化

図-3 に 3DSole の繰返し圧縮載荷試験による応力 - ひずみ関係(青・赤実線)を示す. 3DSole は最初にガラス繊 維ロッドとエポキシ樹脂間の付着切れが生じ(これを降伏とする), 100~120N/mm² でガラス繊維ロッドが折れ始め,

その後ガラス繊維ロッドが折れながら塑性ひずみが増加し,最 大ひずみ 60%程度まで変形する.ひずみが 60%を超えると弾 性勾配は増大し,変形が抑制される(これを終局とする).

この特性を持つ 3DSole をバネモデル化するにあたり, 3DSole の断面積や厚さをパラメータとした各種載荷試験結果 を考慮して図-3 の黒点線としてモデル化した.このような特性を 有する 3DSole の解析モデルは,図-4(a)に示すように桁が離れ る方向,すなわち引張側では抵抗が無いものとし,圧縮側のみ で抵抗を示すスリップ型のバネモデルとした.解析ではモデル 化したバネを組み込むため図-4(b),(c)のように,分解した2つ のバネを並列して設置した.さらに今回の解析では 3DSole の 粘性減衰はないものとして安全側に考え,またモデルの関係上, 除荷勾配は弾性勾配と同じとした.





3.解析諸元

3DSole による耐震補強効果の検討は, レベル 2 地震動について橋軸方向の動的解析で行う. 解析を行う対象橋 梁として,(1)反力分散沓を有する 3 径間連続 PC 橋を 3DSole により耐震補強したケース,(2)2 連の 3 径間連続鈑 桁橋において,2連の上部構造を一体化し,沓の取替えによる水平反力分散と 3DSole による耐震補強を併用したケ ースの2ケースについて検討した.なお,解析プログラムとして,3 次元骨組構造物非線形動的解析プログラム DYNA2E³⁾を用いた. (1) 反力分散省を有する3径間連続 PC 橋

1) 解析モデル

解析モデル	∶2 次元骨組みモデル(図-5)
上部構造	:全断面有効剛性を有する線形は1)要素
下部構造	:橋脚基部に塑性ヒンジを考慮した非線形回転バネ,非線形はり要素
履歴特性	:剛性低下型トリリニア(修正武田型)
減衰	∶Rayleigh 減衰
支承条件	:反力分散沓 (水平方向:支承バネ,鉛直方向:拘束,橋軸直角回り:自由)
地盤のモデル	:橋台 ,橋脚下端に地盤バネ(水平 ,鉛直 ,回転)を設定

- 2) 入力地震動
 - 入力地震動:橋軸方向,レベル2タイプ 地震動

1995 年 兵庫県南部地震 気象庁神戸海洋気象台地盤上 NS成分

1995 年 兵庫県南部地震 気象庁神戸海洋気象台地盤上 EW成分

1995 年 兵庫県南部地震 阪高猪名川架橋予定地点地盤上 NS成分

数值積分法 :Newmark 法(= 1/4)

積分時間間隔 :0.002 秒

3) 3DSole と設置遊間量

3DSole は上部構造桁端部に取り付け,橋台との間に遊間を与えて設置する(これを設置遊間とする).設置遊間により,常時では3DSole に外力が作用しないものとして設計する.3DSole 設置遊間量が大きいと地震時の応答値も大きくなり解析に与える影響は大きく,重要なパラメータとなる.そこで,設置遊間にもっとも影響を与える温度変化による桁の移動量 40を,次式を用い考慮することとした.

 $l_t = T \cdot (1 = 40 \times (10 \times 10^{-6}) \times (144000/2) = 28.8 \text{mm}$

よって,桁端部に3DSoleを設置後,最大30mmの設置遊間があれば問題はないが,施工スペース,設置誤差等 を考慮して最小設置遊間50mm(移動量を50mm)として検討する.

検討する解析モデルは設置遊間量の異なるケース,比較モデルのケースを考慮し,以下の4ケースとした.

- (a) 緩衝材なしで橋台への衝突なし
- (b) 3DSole 設置,設置遊間最小時(50mm)
- (c) 3DSole 設置,設置遊間最大時(100mm)
- (d) 緩衝材なしで設置遊間 100mm



また,対象とした橋梁モデルでは,150mm の立方体の 3DSole を設置箇所にそれぞれ 28 個設置した.3DSole は降伏後のエネルギー吸収量が大きく有効であるが,終局を超えると 3DSole の応力が急激に増加するため衝突時 における桁端部での衝撃力が大きくなる.そこで時刻歴応答解析において上部構造変位の最大応答時に 3DSole が 降伏し,終局には至らないように 3DSole の使用数量を決定する.本解析においても,あらかじめ時刻歴解析を行っ た上で 28 個と決定した.

(2) 2連の3径間連続鈑桁橋

1) 解析モデル

解析モデル	:2 次元骨組みモデル(図-6)
上部構造	:全断面有効剛性を有する線形はり要素
下部構造	:非線形はり要素(M-)
履歴特性	:剛性低下型トリリニア(修正武田型)
減衰	:Rayleigh 減衰
支承条件	:補強前 :固定支承(F),可動支承(M)
	補強後 :弾性支承(E)

- 地盤のモデル :橋台,橋脚下端に地盤バネ(水平,鉛直,回転)を設定
- 2) 入力地震動
 - 入力地震動 :橋軸方向,レベル2タイプ 地震動

1995 年 兵庫県南部地震 JR鷹取駅構内地盤上 NS成分 1995 年 兵庫県南部地震 JR鷹取駅構内地盤上 EW成分 1995 年 兵庫県南部地震 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N30W成分



(a) 支承: FixMove, 3DSole 設置なし







🧭 株式会社 ピーエス三菱 🏾 技報 第3号 (2005年)

数值積分法 :Newmark 法(= 1/4積分時間間隔 :0.002 秒

3) 3DSole と設置遊間量

(1)と同様に,温度変化による桁の移動量は次式より求めた.

 $\mathbf{l}_{t} =$ $T \cdot I = 40 \times (10 \times 10^{-6}) \times (305500/2) = 61.1 \text{mm}$

よって、3DSole は常時、外力が作用しないものとして最小設置遊間 30mm(移動量 70mm)として桁端部での 3DSole 設置遊間量を決め,桁と桁の中間目地には遊間を設けず,3DSole による弾性連結 5により桁を一体化する ものとして検討する.

検討する解析モデルは以下の4ケースとした.

- (a) 緩衝材なしで橋台への衝突なし
- (b) 支承を弾性支承に変更,緩衝材なしで橋台への衝突なし
- (c) 支承を弾性支承に変更, 3DSole 設置, 設置遊間最小時(30mm)
- (d) 支承を弾性支承に変更, 3DSole 設置, 設置遊間最大時(100mm)

補強後の支承は水平バネ係数の自由度の高い機能分離型タイプの水平反力分散沓とし,本検討では設置スペー ス,支承の変位量等は考慮せず水平バネ係数は自由に変更できるものとした。

本橋梁モデルでの 3DSole は(1)と同様の方法で 3DSole の使用数量を決定し, 150mm の立方体の 3DSole を 設置箇所にそれぞれ 70 個設置した.中間目地部は弾性連結構造とし,桁端部と同程度の力が作用するので同じ数 量の 3DSole を設置する.

- 4. 解析結果
- (1) 反力分散沓を有する3径間連続 PC 橋
- 1) 固有値解析結果

固有値解析の結果,固有値は 1.411 秒となった.また, 時刻歴応答解析で用いるRayleigh減衰の固有振動モード は1次と6次として係数を算出した結果,以下のようになっ た.

$$C = K + M$$

= 9.3505 × 10⁻³
= 5.8839 × 10⁻²

2) 時刻歴応答解析結果

図-7 に解析モデル(3)設置遊間 100mm の解析での

0-2

3DSole の荷重 - 変位関係を示す、荷重 - 変位の履歴線で囲まれた面積がエネルギー吸収量となり、3DSole は降 伏荷重に達し,エネルギーを吸収していることが分かる.

図-8 に解析モデルケース(a)~(c)の P1 上部の時刻歴応答変位を示す.

モデル(a)の補強前では地震波の増幅に伴い変位振幅も増大している.これに対し 3DSole を設置したときは,桁 に設置遊間以上の変位が生じた場合は 3DSole によって変位が抑制されるため,変位がある一定量を超えると変位 量が低減されていることがわかる.これは,モデル(c)設置遊間 100mm よりモデル(b)設置遊間 50mm のほうが変位 を抑制し始めるのが早いためで,3DSoleの補強効果がより顕著に表れているといえる.

表-1 にその差を確認するため,モデル(b),(c)の各地震波における応答値を示す.最大応答値を太字で示したが, 変位や断面力が最大値を示す地震波は,必ずしも同じ地震波とは限らなかった.通常,応答値は3波の平均値を用 いるが、3DSoleの数量は最大応答値により決定されるので今回は最大値で比較することとした。

設置遊間が大きいモデル(c)の方が桁端部に作用する力は大きく,どれも 3DSole が降伏域まで達している.また, 回転角,変位も大きく橋脚への負担が大きくなることから,設置遊間はできるだけ小さい方が有利だと言える.





3DSole 設置)	mm	50			100			
地震波*			T2-1	T2-2	T2-3	T2-1	T2-2	T2-3
3DSole	A1 側		弾性	弾性	降伏	降伏	降伏	降伏
破壊状態	A2 側		弾性	弾性	弾性	降伏	降伏	弾性
橋脚基部	P1		ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ
非線形状態	P2		ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ
桁端部	A1 側	kN	64968	72077	75600	75600	75600	75600
作用軸力	A2 側	kN	62552	74970	69852	75600	75600	68803
上段:	D1	rad	0.00149	0.00178	0.00158	0.00154	0.00158	0.00211
応答回転角	ГІ	rad	0.02535			0.02535		
下段:	D9	rad	0.00150	0.00185	0.00162	0.00159	0.00170	0.00216
許容回転角	٢L	rad		0.02543			0.02543	
	A1	m	0.129	0.145	0.139	0.205	0.210	0.186
変位	P1	m	0.125	0.140	0.134	0.199	0.204	-0.202
(橋脚上端)	P2	m	-0.128	-0.136	-0.142	-0.194	-0.215	-0.220
	A2	m	-0.132	-0.141	-0.148	-0.200	-0.221	-0.226
* 地震波について								
	T2-1 :	199	5年 兵庫県	南部地震 気	象庁神戸海洋	f気象台地盤_	上 NS 成分	
T2-2∶ 1995 年 兵庫県南部地震 気象庁神戸海洋気象台地盤上 EW 成分								

表-1	解析結果	(各モデ	ルの最フ	て値の比較)
	101 1/1 MH 213			

1995 年 兵庫県南部地震 阪高猪名川架橋予定地点地盤上 NS 成分

T2-3:

解析モデル名		(a)	(b)	(c)	(d)	
3DSole 数量			なし	28	28	なし
3DSole 設置遊間			-	50	100	100
2DSala 砬博特能	A1 側		-	弾性	降伏	-
3D301e 败场扒怒	A2 側		-	弾性	降伏	-
橋脚基部	P1		ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ
非線形状態	P2		ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ	ひび割れ
	A1 側	kN	-	75600	75600	101396
们」如而同门户/打牲田/J	A2 側	kN	-	74970	75600	81629
応答回転角	P1	rad	0.002495	0.001781	0.002115	0.001535
(塑性ヒンジ部)	P2	rad	0.002522	0.001848	0.002161	0.001579
	A1	m	0.371	0.145	0.210	0.164
变位	P1	m	0.372	0.140	0.204	0.157
(橋台,橋脚上端)	P2	m	0.372	-0.142	-0.220	-0.153
	A2	m	0.371	-0.148	-0.226	-0.160

表-2 設置遊間の最小時と最大時の最大応答値

表-2 に今回解析を行ったモデルの結果一覧表を示す.3DSole 補強モデルである(b),(c)を補強前のモデル(a)と 比較すると,応答回転角,変位について補強効果により変形量が低減されるのが分かる.また,次にモデル(d)は補 強前の状態で上部構造が 100mm 変位すると橋台に衝突し桁の応答軸力が急激に上昇すると仮定したものである. 変形量については 3DSole を設置したタイプと同様に抑えられているが,桁端部に作用する軸力は大きくなっている ことから,3DSole が緩衝材として十分機能していることが分かる.

(2) 2連の3径間連続鈑桁橋

1) 固有値解析結果

固有値解析の結果,固有値は3.571秒となった.また,時刻歴応答解析で用いる Rayleigh 減衰の固有振動モードは2次と14次として係数を算出した結果,以下のようになった.

C = K + M

 $= 2.4637 \times 10^{-3}$

 $= 9.6542 \times 10^{-2}$

2) 時刻歴応答解析結果

想定した橋脚は全て,曲げ破壊型もしくは曲げ損傷からせん断破壊移行型とし,許容塑性率を 1.0 とし,橋脚の耐 震性能の評価としては応答塑性率が許容塑性率以下となることを照査する⁶⁾.

表-3 に時刻歴応答解析の結果を示す.(a)橋脚補強前のモデルでは固定支承である P2 および P5 橋脚が終局に 至る結果となっている.(b)支承を取り替え水平反力分散構造としたモデルでは,全橋脚が終局状態を越える結果となった.水平反力分散沓により各橋脚の水平力の分担を変更した後,3DSole で耐震補強したモデル(c)および(d)では, 橋脚を補強せずに橋脚基部の応答塑性率を許容塑性率以下とすることが可能となった.

しかしながら,桁端部に作用する軸力は,解析モデルである上部構造の重量 57500kN に対して,最大で2.7 倍の 力が作用し,上部構造である桁の局部的な破壊や座屈が懸念される結果となった.桁端部に作用する軸力が大きく なった理由の1つは,解析モデルでの橋脚は,昭和55年の道路橋示方書の耐震設計編で設計されており,橋脚の 耐力が小さいため 3DSoleを多く設置し地震のエネルギーを吸収する必要があったこと.また,橋長が長くなると桁の 温度移動量を確保するため設置遊間が大きくとる必要があり,桁の変位を抑制するまでに桁端部での応答加速度が 大きくなったことが考えられる.

5.まとめ

(1) 時刻歴応答解析の結果, 3DSole を設置したモデルでは橋脚の応答変位が小さくなり, 耐震補強効果が認めら

解析モデ	ル名		(a)	(b)	(c)	(d)		
支承構	造		Fix,Move	反力分散沓	反力分散沓	反力分散沓		
3DSole 数量 個			なし	なし	70	70		
3DSole 設置遊間 mm		mm	-	-	30	100		
3DSole	A1 側		-	-	弾性	降伏		
破壊状態 A2 側			-	-	弾性	降伏		
	A1		-	終局	ひび割れ	ひび割れ		
	P1		-	終局	ひび割れ	ひび割れ		
香咖甘如	P2		終局	終局	弾性	弾性		
信脚举司	P3		-	終局	ひび割れ	ひび割れ		
F标形化器	P4		-	終局	ひび割れ	ひび割れ		
	P5		終局	終局	弾性	弾性		
	A2		-	終局	弾性	ひび割れ		
桁端部作用軸力 kN		-	-	131519	157621			
	A1		-	*	0.665	0.989		
	P1		-		0.354	0.549		
括咖甘如	P2				0.122	0.143		
「「「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「	P3		-		0.691	0.837		
心音主任平	P4		-		0.423	0.555		
	P5				0.052	0.068		
	A2		-		0.111	0.150		
許容塑性率(全橋脚·橋台)			-	-	1.000	1.000		

表-3 解析結果

* 値が105以上のものは とした

れ,橋脚の補強が必要であった橋梁において,橋脚補強を行わないで耐震補強が可能となった.

- (2) 3DSole を設置した場合と 3DSole なしで桁が直接衝突する場合とを比較して, 3DSole を設置することで桁端部 に作用する軸力が低減し, 3DSole が緩衝材として十分機能したと言える.
- (3) 3DSole の設置遊間が小さい方が,上部工の変位を抑制し始めるのが早いので,3DSole による補強効果が高い ことが分かった.
- (4) 地震エネルギーを吸収させるために 3DSole を多く設置した場合,桁端部に作用する軸力が大きくなり,上部構造である桁の局部的な破壊や座屈が懸念される結果となった.
- (5) 3DSoleの設置遊間を小さくすることによって,上部工の変位を早い段階から抑制し,桁端部での応答加速度を小 さくできることが確認できた.これによって設置する 3DSoleの個数を抑え,桁端部に作用する軸力を低減させるこ とが可能であると思われるが,その詳細や設置方法については改善の余地があり現在検討しているところである.

参考文献

- 1) 田崎賢治・幸左賢二・阿部弘典・新井伸博:橋の桁端部に間詰め材を充填する地震慣性力の低減効果,コンクリ ート工学年次論文集, Vol.26, No.2, 2004
- 2) 久保明英: 3DSole を潰して減衰させる新しい耐震補強方法,技報第2号,2004.5
- 3) CRC ソリューションズ: DYNA2E Manual, Ver7.2
- 4) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説(I), 2002.3
- 5) 久保明英・小山亜季・立山晃:弾性連結による3径間連続鋼ゲルバー橋の耐震補強,プレストレストコンクリート技術協会 第11回シンポジウム論文集,p523-526,2001.11
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説(V), 2002.3