

鋼下路式ニールセンローゼ橋の耐震補強対策検討

大日本コンサルタント(株) 正会員 ○荒木 亨仁
正会員 安川 仁敏
正会員 畠山 圭司

1. はじめに

古い基準で設計された鋼下路式アーチ橋では、面外方向の大規模地震によりアーチリブや上支材等の部材の損傷や支承部の損傷が発生することが多く、これらの部材の耐震性能の確保が課題となっている。

そこで本稿では、鋼下路式ニールセンローゼ橋を対象に、免震支承と制震ダンパーを設置することにより、耐震性能を向上させた対策について報告する。

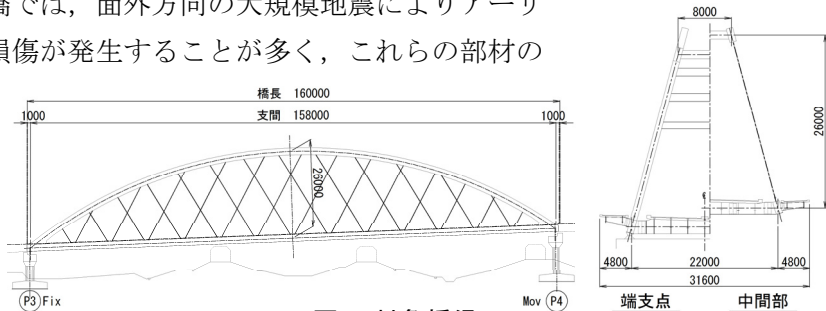


図 1 対象橋梁

2. 対象橋梁緒元及び解析条件

対象橋梁は、河川に架かる橋長 160.0m、支間長 158.0m、有効幅員 3.5m+16.8m+3.5m の鋼下路式ニールセンローゼ橋(図 1)である。橋梁諸元を表 1 に示す。

解析モデルは、2 軸曲げを受ける部材の材料非線形特性と軸力変動の影響を適切に評価できるファイバーモデルを採用した。地震動はレベル 2 地震動とし「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 24 年 3 月」¹⁾(以下、道示 V) に示される地震波とした。

表 1 橋梁諸元

橋 長	160.0 m
支 間 長	158.0 m
幅 員	3.5m+16.8m+3.5m (有効幅員)
上部工形式	ニールセンローゼ桁橋
設計活荷重	TL-20
舗 装	アスファルト舗装 t=80 mm(車道)、t=30 mm(歩道)
下部工形式	RC壁式橋脚
基礎工形式	場所打ちコンクリート杭φ1500
地盤種別	II 種地盤
設計水平震度	kh=0.20, kv=0.10(設計時) kh=0.25 (補強設計時)
竣 工 年	平成元年(平成記念橋2橋歴版より)
適用示方書	道路橋示方書(昭和55年)

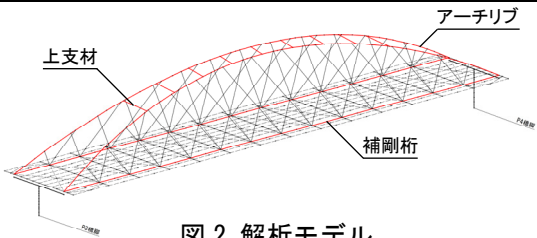


図 2 解析モデル

3. 要求性能

対象橋梁の大規模地震動に対する目標耐震要求性能は、道示 V に規定されている耐震性能 2 「大規模地震時による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能」とした。各部材の要求性能として、主要部材(アーチリブ・上支材・補剛桁)は、「発生断面力を弾性範囲内にとどめる」、損傷後に取替え可能な 2 次部材(横構)については、「部材の降伏を許容する」とした。

4. 現況照査

現況照査の結果、面外方向地震時に補剛桁・上支材の圧縮、支承の水平力に対して耐力不足となり、面内方向では、補強済みの下部工耐力も不足する。耐力不足となる主な部材の耐力超過率を表 2 に示す。εy は圧縮降伏ひずみ、Py はケーブル耐力、Fy は支承耐力、Ps は下部工せん断耐力を示す。上支材の超過が特に大きく、降伏ひずみの 18 倍の応答値が発生している。

表 2 現況照査結果

部材名	面内方向地震時		面外方向地震時	
	ε max/ ε y	判定	ε max/ ε y	判定
鋼部材	アーチリブ	0.391 弾性	0.459 弾性	
	補剛桁	2.019 塑性化	3.608 塑性化	
	上支材	0.707 弾性	18.173 塑性化	
	車道部横構	1.797 塑性化	4.334 塑性化	
	歩道部横構	0.680 弾性	0.879 弾性	
Pmax/Py		判定	Pmax/Py	判定
ケーブル		0.600 弾性	0.338 弾性	
Fmax/Fy		判定	Fmax/Fy	判定
P3橋脚 支承	4.263 塑性化		4.687 塑性化	
P4橋脚 支承	0.911 弾性		3.932 塑性化	
Pmax/Ps		判定	Pmax/Ps	判定
P3橋脚	1.393 NG		0.472 OK	
P4橋脚	0.753 OK		0.602 OK	

キーワード：鋼下路式アーチ橋，耐震補強，免震支承，ダンパー

連絡先：〒451-0044 愛知県名古屋市中区菊井 2-19-11 大日本コンサルタント(株) TEL 052-581-8994

5. 耐震補強対策

(1) 対策概要

上支材の大きなひずみ応答に対して、支承を面内方向・面外方向とも可動の支承に交換，水平バッファ（免震支承）を設置し，支承部でエネルギー吸収を行い，アーチリブの面外方向への振幅を抑える対策を施した．水平バッファは，既設変位制限構造（鋼製ブラケット）と付替えることで，既設の補強構造を有効に利用するものとした．

上記対策に伴い，面内方向の移動量が増大するため，鋼材ダンパー（降伏強度 3750kN）と粘性ダンパー（2000kN）を設置し，移動量を既設遊間内に収める対策を施した．補強済みの下部工は，ダンパーで分担力を調整し，追加補強が出ないようにした．また，水平バッファ及びダンパーは可動支承の水平力支持機構（表 3）としても機能させ，常時・レベル 1 地震時の構造系（支承条件）を既設と変えないことでも，下部工の追加補強を不要としている．

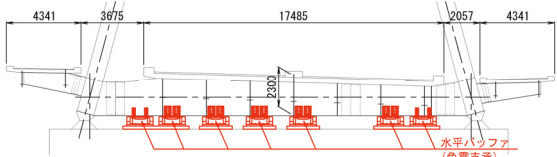


図 3 水平バッファ設置図

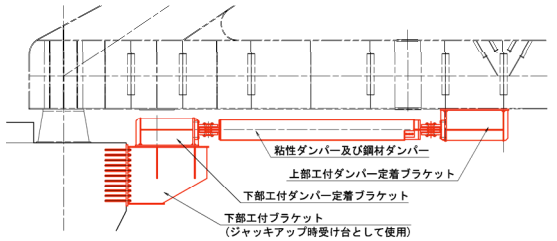


図 4 ダンパー取付け構造

表 3 支承条件と作用部材一覧

		常時		レベル1地震時		レベル2地震時	
		P3橋脚側	P4橋脚側	P3橋脚	P4橋脚	P3橋脚	P4橋脚
橋軸方向	支承条件	F	M	F	M	E	E
	機能部材	鋼材降伏型ダンパー	-	鋼材降伏型ダンパー	-	鋼材降伏型ダンパー 水平バッファ(ゴム本体)	粘性ダンパー 水平バッファ(ゴム本体)
直角方向	支承条件	F	F	F	F	E	E
	機能部材	水平バッファ (サイドブロック)	水平バッファ (サイドブロック)	水平バッファ (サイドブロック)	水平バッファ (サイドブロック)	水平バッファ(ゴム本体)	水平バッファ(ゴム本体)

※サイドブロックは、L1地震以上を受けると、取付け部が破断するため、L2時には、ゴム本体が作用する

ダンパーの取付けに関しては，大規模地震時のダンパー作用力が大きく，取付け部材も大型化するため，下部工のブラケットを支承取替え時のジャッキ受け台と兼用できる構造とし，支承取替え時も含めて，補強規模を最小限に留めるようにした．

(2) 対策効果

補強対策後の大規模地震時に対する照査結果を以下に示す（表 4）．前述の補強対策により，大規模地震時において，横構には一部塑性化が生じるものの，アーチリブ，補剛桁については，部材補強を行わずに弾性域まで地震時応答ひずみを下げることができた．

上支材については，無補強では，圧縮時に降伏ひずみ（座屈により低減した降伏ひずみ）をわずかに超える応答値が発生したが，リブ増設により座屈パラメータを改善することで，座屈による低減がなくなり，弾性域に収めることができた．

下部工についても現況の補強のままで耐力を満足させることができ，移動量も既設遊間（P3 側 100mm・P4 側 250mm）内に収めることができた（表 5）．

表 4 補強後照査結果

部材名		面内方向地震時		面外方向地震時	
		$\varepsilon \text{ max} / \varepsilon_y$	判定	$\varepsilon \text{ max} / \varepsilon_y$	判定
鋼部材	アーチリブ	0.300	弾性	0.262	弾性
	補剛桁	0.669	弾性	0.266	弾性
	上支材	0.247	弾性	0.971	弾性
	車道部横構	1.061	塑性化	1.019	塑性化
	歩道部横構	0.503	弾性	0.382	弾性
		Pmax/Py	判定	Pmax/Py	判定
ケーブル		0.491	弾性	0.245	弾性
		Fmax/Fy	判定	Fmax/Fy	判定
P3橋脚 支承		-	-	-	-
P4橋脚 支承		-	-	-	-
		Pmax/Ps	判定	Pmax/Ps	判定
P3橋脚		0.872	OK	0.266	OK
P4橋脚		0.997	OK	0.366	OK

表 5 地震時移動量

部材名	橋軸方向地震時		直角方向地震時	
	移動量	判定	移動量	判定
水平バッファ P3	91.8	OK	481.1	-
鋼材ダンパー P3	75.4	OK	-	-
水平バッファ P4	110.1	OK	488.7	-
粘性ダンパー P4	117.1	OK	-	-

6. おわりに

鋼下路式アーチ橋の面外方向の大規模地震時において，支承部でエネルギー吸収させる対策を施すことで，アーチリブ・上支材・補剛桁等，主要部材の耐震性能を確保できることを確認した．面内方向については，ダンパーにより移動量の抑制・下部工の負担軽減が図れ，補強規模が縮小できることを確認した．

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 2012.3