

全日本コンサルタント (株) 正会員 ○木村 裕太 正会員 奥平 敬
 非会員 木村 泰三 非会員 小谷 真史 非会員 神尾 正

1. はじめに

当初、仮設構造物として建設された歩道橋がある。この歩道橋の橋脚形式は、四隅にH形鋼を配置し、水平材に溝形鋼、斜材に山形鋼を用いたトラス構造であり、基礎はプレボーリングH形鋼セメントミルク充填杭である (図-1)。橋脚の耐震性能は、設計水平震度 $K_h=0.2^1)$ (中規模地震) に対して部材の許容応力度と基礎の支持力を満足するものとされており、レベル2地震に対する照査は行われていなかった。供用開始後、永久使用の可能性がでてきたためレベル2地震に対しての補強検討を行うこととなったが、橋脚はトラス構造であるため靱性能を有しておらず、躯体部材を耐荷力補強すると、基礎杭の増設が必要であった。当該地は基礎周辺に支障物があり、現橋脚の外側に増杭補強を行うことは困難であるため、地震時の基礎への入力を最小限にできるよう、座屈拘束ブレースを用いた靱性補強の検討を行った。

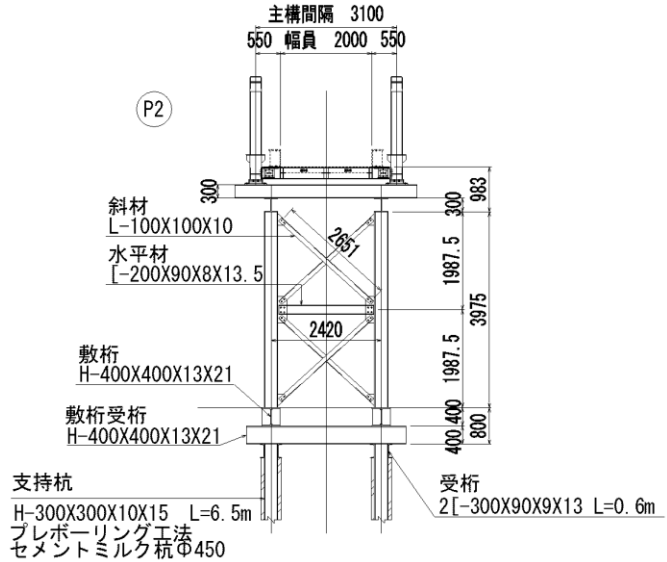


図-1 橋脚側面図

2. 歩道橋一般構造

橋梁一般図を図-2, 3に示す。

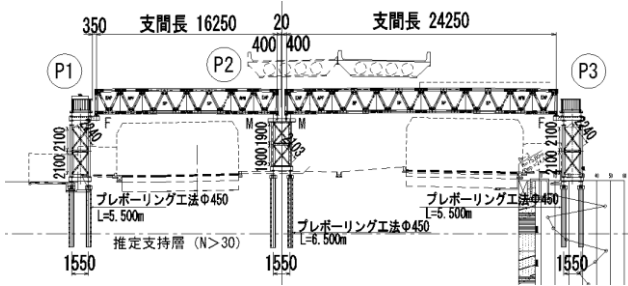


図-2 橋梁側面図

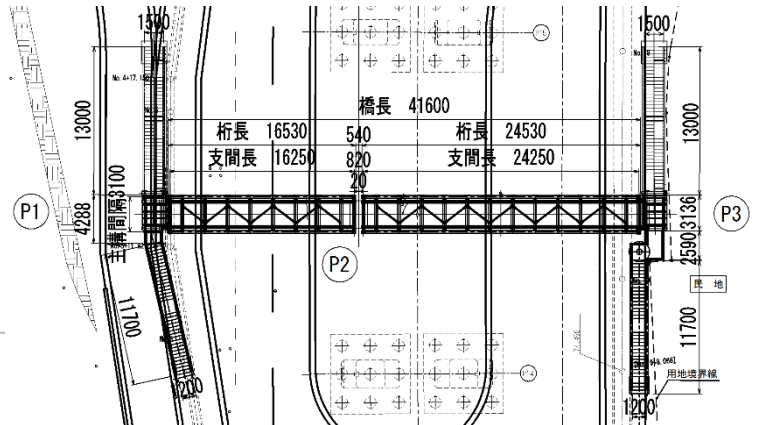


図-3 橋梁平面図

3. 設計条件²⁾

地盤種別：II種地盤

レベル2地震の設計水平震度： $k_h c_1=1.30$ (タイプI)

$K_h c_{II}=1.75$ (タイプII)

4. 橋脚の耐震性能照査

レベル2地震時 ($k_h=1.75$) の耐震性能照査結果を表-1に示す。

橋脚はトラス構造である。本橋脚の水平力に対するクリティカル部材は水平材と斜材であり、これら腹材の破壊形式は圧縮部材の座屈である。鋼材の座屈は靱性を期待できないため、破壊するとトラス弦材である四隅のH形鋼は間隔を保持することができなくなり、このことにより急激に耐荷力を失う脆性破壊となる。橋脚のレベル2

表-1 橋脚の耐震性能照査結果

着目部材	単位	発生値	許容値	判定	
柱材	N/mm ²	40	130	OK	
斜材	橋軸方向	N/mm ²	297	64	NG
	橋軸直角方向	N/mm ²	118	61	NG
水平材	橋軸方向	N/mm ²	81	72	NG
	橋軸直角方向	N/mm ²	42	69	OK
基礎杭	軸圧縮応力	N/mm ²	81	112	OK
	曲げ圧縮応力	N/mm ²	434	140	NG
	応力の組合せ	-	4.54	1.00	NG
支持力	kN	962	477	NG	

地震に対する耐震設計は一般的に、靱性に期待した設計を行い、躯体部材のコンパクト化と基礎への地震入力を最小限とする。しかし、今回の構造形式では靱性が期待できないため、レベル2地震に対して躯体部材は弾性域に留めなければならず、基礎は、入力地震動が橋脚躯体の弾性応答震度 ($kh=1.75$) となり、照査を満足しない。

5. 補強方針

橋脚躯体の靱性を期待しない設計をする場合、水平材や斜材などの腹材メンバーが大きくなるだけでなく、基礎の補強が必要となる。基礎の補強は増杭などの方法が考えられるが、桁下での杭打設となり施工空間に制約があるだけでなく、用地境界や道路下埋設カルバート、階段桁支持杭などの支障物があるため、施工が困難である。

一方で、近年、鋼方杖ラーメン橋やトラス橋の耐震補強デバイスとして座屈拘束ブレースが使用されるようになり、本橋脚に適用すれば靱性補強が可能と考えた。今回検討に用いた座屈拘束ブレースは、新日鉄住金エンジニアリング株式会社が開発したアンボンドブレース³⁾ (以下UBBと記す) である。構造は、**図-4**に示すように、両端は十字鋼材、中間は平板の芯材にそれを覆う鋼管を配置し、鋼管と芯材の間をコンクリートで充填するものであり、芯材の座屈を拘束することで部材に靱性を付与するものである。芯材とコンクリートの間には緩衝材 (アンボンド材) を配するので軸力は鋼管に伝わらない。UBBの復元力特性の例を**図-5**に示す。このデバイスを橋脚腹材に用いれば、橋脚躯体に靱性を付与することができ、UBB降伏後の変形性能により地震エネルギーの吸収が可能で、基礎杭補強を最小限とすることが期待できる。



図-4 UBBの構造

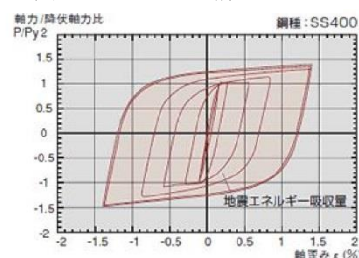


図-5 UBBの復元力特性 (例)

6. 補強結果

P3橋脚橋軸方向のUBB配置を**図-6**に示す。降伏軸力 $P_y=220kN$ 、降伏変位 $\delta_y=0.806mm$ 、許容変位 $\delta_a=18.8mm$ のタイプを用いた。レベル2地震時の動的解析によるUBB部材照査結果を表-2に示す。最大応答値 $\delta_{max}/\delta_a=17.3/18.8=0.92$ となり、照査を満足した。また、基礎の照査は無補強 (H形鋼セメントミルク杭, H-300x300x10x12×4本/1橋脚) とする前提で、UBBが許容変位に達するときの震度 ($k_{hy}=0.680$) の1.1倍の震度 ($kh=0.748$) に対して行い、**表-3**に示すように、支持力、部材耐力ともに照査を満足した。なお、杭部材は鋼材のみ有効とし、道路橋示方書Vの鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭に準じ、鋼材の全塑性モーメントに対して照査した。

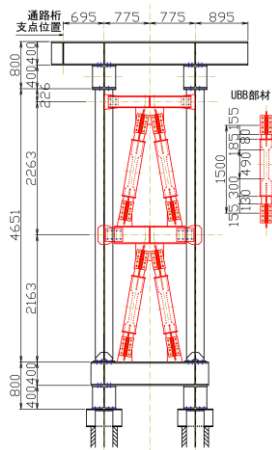


図-6 UBB配置図

表-2 UBB照査結果

検討位置	UBB変位 δ (mm)	UBB許容変位 δ_a (mm)	δ/δ_a	判定
上段	14.3	18.8	0.762	OK
下段	17.3	18.8	0.921	OK

表-3 基礎杭照査結果

検討位置	支持力照査			部材照査					
	杭頭反力 (kN)	杭頭支持力の上限値 (kN)	判定	杭深度 (m)	軸力N (kN)	曲げモーメント M (kN·m)	全塑性曲げ耐力 M_p (kN·m)	M/ M_p	判定
0.680	495	924	OK	2.43	495.0	108.7	154.3	0.704	OK
0.748	277	555	OK	1.38	276.9	81.5	158.5	0.514	OK

7. おわりに

今回のようなトラス形式の仮設橋脚を耐震補強するケースは稀であると考えられるが、座屈拘束ブレースを用いた補強を行うことで、レベル2地震に対して基礎は無補強となり、経済性に優れた補強方法を提案することができた。この補強方法は、平成28年4月の熊本地震により落橋したロッキングピア構造の橋脚の橋軸直角方向に対する補強にも応用できると考える。

参考文献

- 1) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説 昭和54年1月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成24年3月
- 3) 佐伯ら：実物大アンボンドブレースに関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第476号, 149-158, 1995.10

