

# 帯筋間隔を狭くしただけで崩壊を防ぎ得るのか

東洋大学 工学部 伯野元彦

円断面の鋼橋脚の座屈が数多く見られた。この原因としては、水平方向力によって、一方向に曲げられ座屈し、次ぎに反対方向に曲げられ座屈したものとする見解が大勢を占めている。私はそのような見解には疑問を持っている。何故ならそのような過程は弾塑性振動と思われるのだが、その場合、永久変位が残らない訳がないからである。傾いたまま（永久変位を生じたまま）座屈しているのなら解るのだが、何の傾きもないまま座屈している場合も非常に多いからである。何らかの上下方向力が働いたのではなからうか。次ぎに今回のような1000年に1度起こるかかどうかという直下型地震に対しては、亀裂は許し、崩壊は許さないという、塑性設計法が採り入れられようとしている。その場合、鉄筋コンクリートでは、帯筋間隔を30cmから10cmに変更するという事が変更点の主なものであるが、こんな簡単な事で、あれだけの被害を防ぎ得るのであろうか。

## 1. 鋼橋脚の座屈は水平荷重によると言われているが、何故永久変位（傾き）が残らないのか。

兵庫県南部地震では、図-1に示すような鋼橋脚の座屈が数多く認められた。この座屈の特徴は橋脚断面の円の中心に対して、図-1のように完全に点対象な物も多くみうけられた。そして、現在まで、多くの実験的、理論的解析が行われ、この現象は水平方向の地震力によって、生じたと結論されているようである。最近、土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会の耐震設計研究WGで「鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術」という報告書がまとめられた。この報告書の内容を読んで、上記、座屈現象が水平方向地震力によって、生じたという結論に疑問を感じたので、以下に述べる。その理由は以下の2点である。

(1) 静的水平方向変位制御実験によって、1方向に座屈し、次ぎに反対方向に座屈させて、図-1に示したような座屈が再現できたとしているが、地震による構造の破壊は、このような静的変位制御実験で再現できる物ではない、即ち、地震に対する構造の応答は、弾塑性応答となり、その結果は永久変位が1方向に残る事になるのである。塑性変形が1方

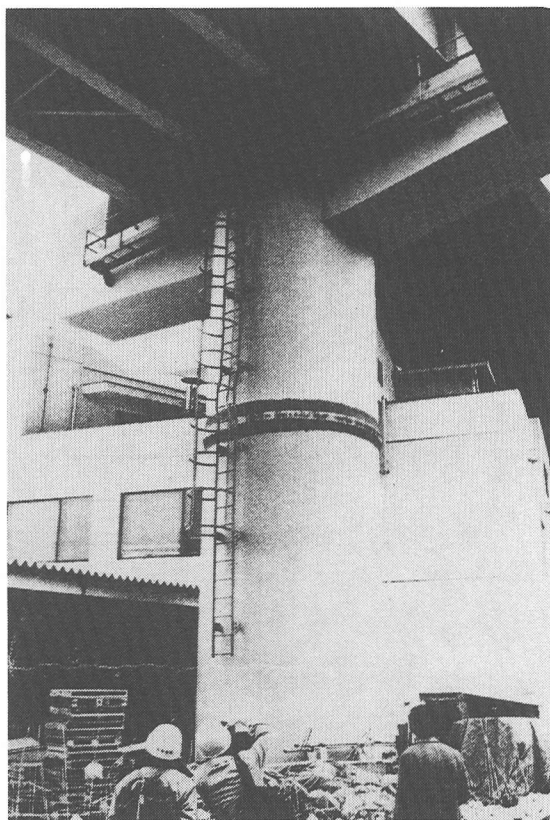
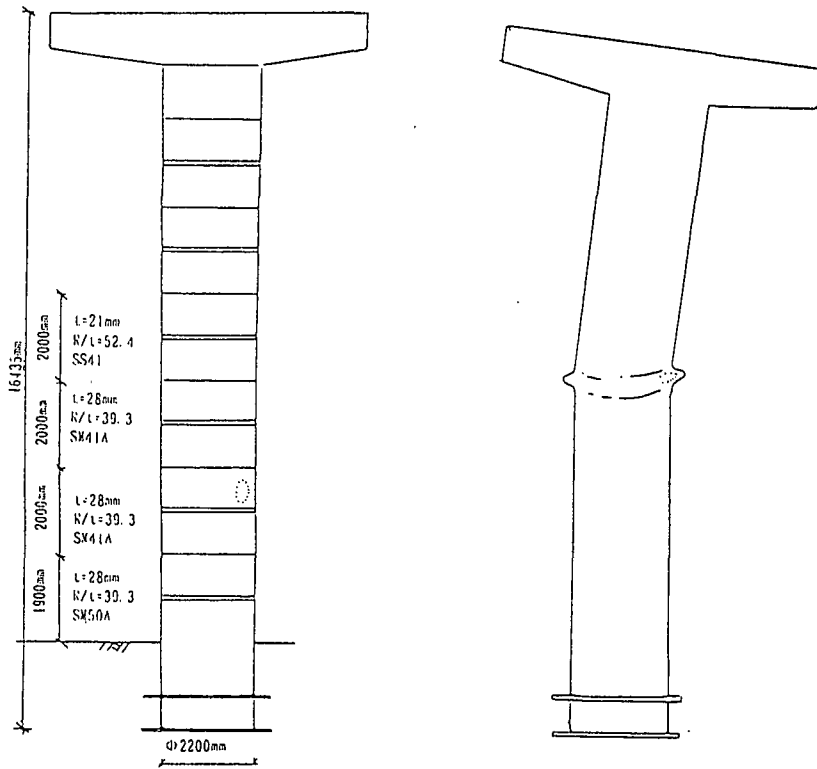


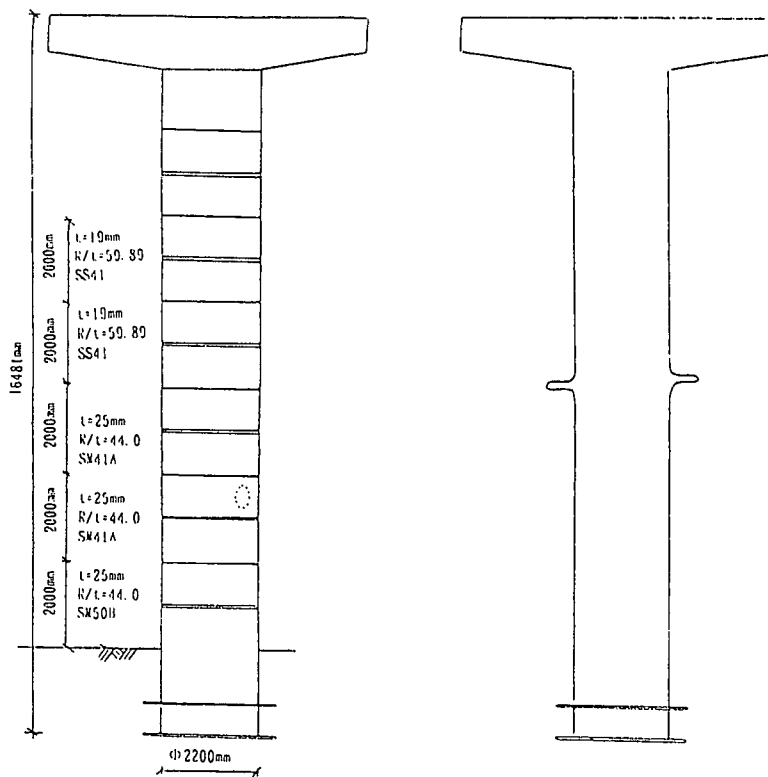
図-1 鋼橋脚の座屈

キーワード：鋼橋脚，座屈，弾塑性振動

\*東洋大学工学部、0492-39-1398



(a) 神下 P - 5 8 4



(b) 神上 P - 5 8 4

図-2 座屈変形とクラックが生じた橋脚

向に起こって、その後、反対方向に塑性変形が起こって、丁度元の位置に戻るなどという事はありえないといつて良い。

(2) 水平位置方向の座屈が起こった場合、それに直角方向の変状は、図一1で見たように、座屈が生じた方向と全く同一のようになるのであろうか。同様な事であるが、1方向に座屈が生じた場合、断面形は真円から楕円形となると思われるが、その点は如何であろうか。

図一2は前記報告書から転載したものであるが、

(1) で述べている事は、水平方向力によって座屈が生じたものならば(a)図のように傾きが残っているのが当然ではなかろうかということである。

(a)図のような状態から(b)図のような状態になる事は困難なのではなかろうか。と主張しているのである。

図一3も同じく同報告書からの転載であるが、力変位関係の実験と数値解析を平行して行うハイブリッド実験によって、弾塑性応答計算を行ったものである。この実験の目的は、鋼柱(応答の実線)とコンクリート充填柱(応答の破線)の変位の比較で、地震入力としては、海洋気象台(JMA)とJR鷹取駅

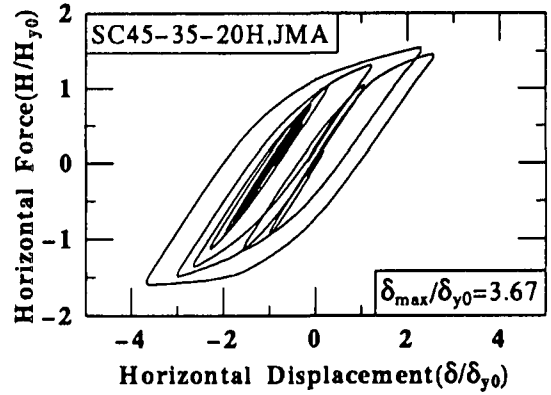
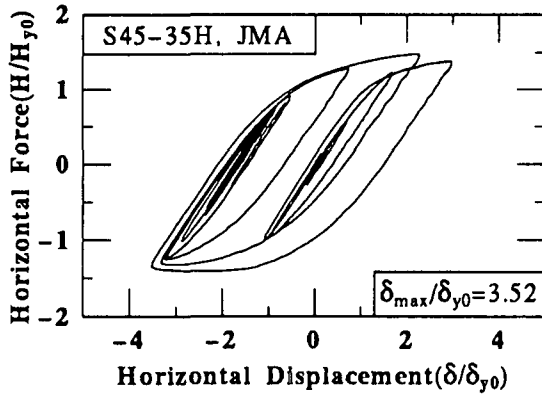
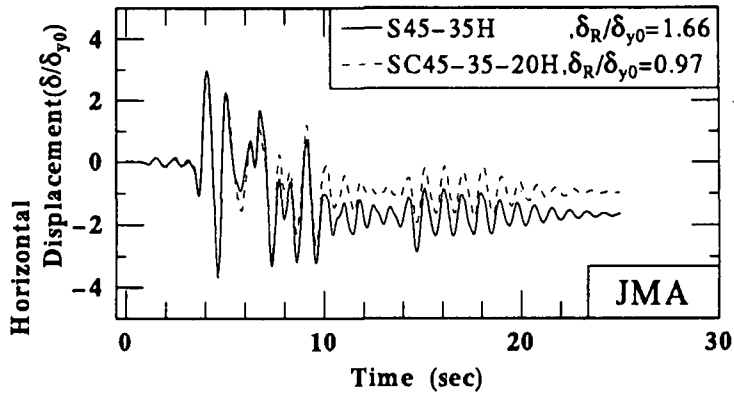
(TAKATORI)の強震記録を用いている。そしていずれの地震入力の場合もコンクリートを充填した方が変形量が小さいという結果を得ている。我々の図一3の見方は、それとはちがって、いずれの場合も振動応答の中立軸が移動して塑性変形が生じており、しかもその方向が1方向であって、又反対方向の塑性変形が生じて元の位置に戻るなどという事がない事を確かめる事ができる。以上のような事から、図一2(b)のような場合には、水平方向力によって、座屈状の変形が発生したというより、上下方向圧縮力による結果と見る方が素直な見方なのでなかろうか。勿論、この場合でも、上下方向圧縮力が地震上下動によって発生したとは限らない事は勿論であるが。

表一1は、兵庫県南部地震の一年前に起こったノースリッジ地震で得られた強震記録の表である。これによると、高速道路の高架上の上下動記録が1.8Gを越えて、かなり大きい事がわかる。この高架の

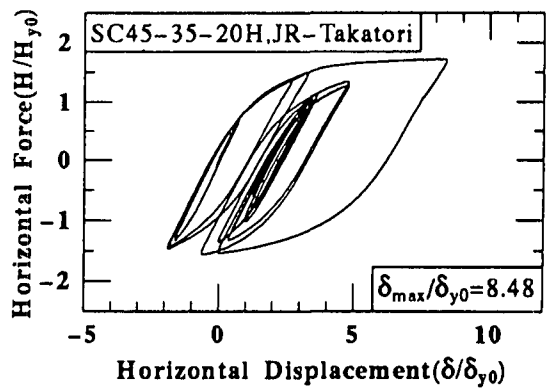
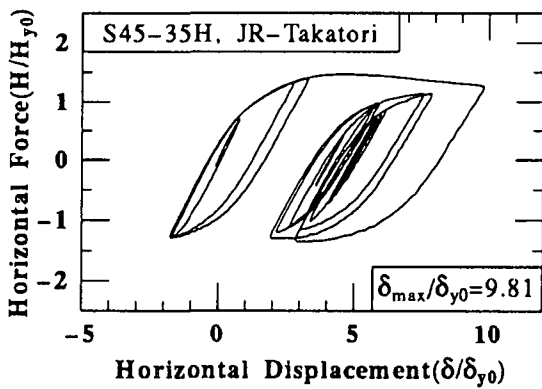
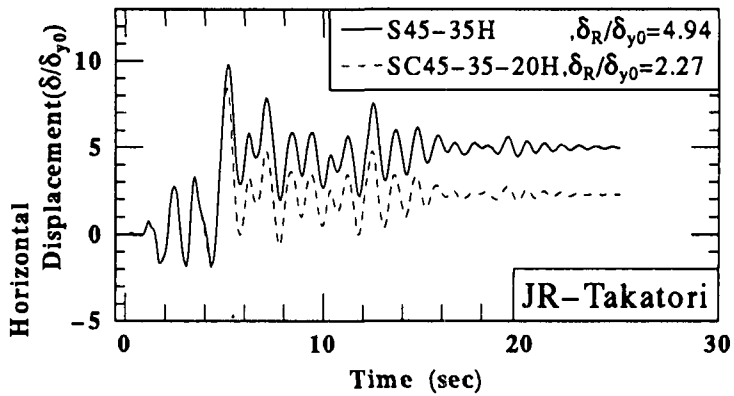
地盤上の上下動記録が得られていないのが残念であるが、この表の強震観測点は、震央からの距離順に並べられているので、この付近の観測点の上下動値を見るとほぼ0.15Gであるので、橋梁上では、上下動が10倍も増幅されている事がわかる。同様に水平動を比べてみると上下動ほどではない事がわかる。元もと、橋の形状からして、桁は水平よりも上下に揺れ易い事は理解できる。桁が上下に大きく揺れると、その上下方向の支点反力も大きくなる事は当然である。兵庫県南部地震では、残念ながら、橋梁上部工での上下動地震記録は得られていないようであるが、ノースリッジ地震の観測記録も参考にはなるのではなかろうか。つまり、橋脚は上部の桁の上下振動によって、思わぬ圧縮力を受ける可能性がある事も否定できない。この事は、橋脚上の鋼製支承が圧潰のような破損形式を取っていた例も2, 3見られた事とも符合するのではなかろうか。

## 2. 帯筋間隔を狭くしただけで崩壊を防ぎ得るのか

兵庫県南部地震において、土木構造物では高速道路、新幹線などで、鉄筋コンクリート橋脚の崩壊が目立った。地中でも、地下鉄の中柱の亀裂が激しく大開駅では崩壊もした。一方建築の分野では、1968年の十勝沖地震で学校建築の鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊が激しかった事、米国で、塑性設計の考え方が採用された事などから、1981年の新耐震では、塑性設計の考え方が採り入れられせん断破壊を防ぐため、帯筋間隔も30cmから10cmに変更された。土木の分野では、RC柱のせん断破壊の地震被害例が余り起こらなかったが、1978年宮城県沖地震、1982年浦河沖地震などで、RC橋脚に崩壊こそ無かったが亀裂が段落し部などに発生し始めた。そこで道路橋などでは、建築にならって、塑性設計の考え方がとりいれられた。ただ、今度の地震で被害にあった橋脚は、いずれもこの新しい設計で作られた物ではなかった。今回の地震被害の調査結果から、建築では、RC柱の帯筋間隔が30cm程度の新耐震以前のビルでは被害がひどかったが、新耐震以後の建物では、被害が殆ど無かったとし、耐震基準の見直しはしない事とした。一方、



(a)SC45-35H, SC45-35-20H の比較 (JMA 入力時)



(b)SC45-35H, SC45-35-20H の比較 (JR-Takatori 入力時)

図-3 ハイブリッド実験による弾塑性応答結果

表-1 ノースリッジ地震で得られた強震記録

No.	Station Name	Epicentral Distance <sup>a</sup>	Maximum Acceleration		Struct.
			Free-field	Base	
24386	Van Nuys - 7-story Hotel	6 km	---	0.47g H 0.30g V	0.59g H
24436	Tarzana - Cedar Hill Nursery	7 km	1.82g H 1.18g V	---	---
24087	Arleta - Nordhoff Ave. Fire Station	9 km	0.35g H 0.59g V	---	---
24322	Sherman Oaks - 13-story Commercial Bldg.	10 km	---	0.46g H 0.18g V	0.90g H
24514	Sylmar - 6-story County Hospital	15 km	0.91g H 0.60g V	0.82g H 0.34g V	2.31g H
24088	Pacoima - Kagel Canyon Fire Sta. #74	17 km	0.44g H 0.19g V	---	---
24207	Pacoima Dam	18 km	---	0.54g H 0.43g V	> 2.3g H > 1.7g V
24464	North Hollywood - 20-story Hotel	19 km	---	0.33g H 0.15g V	0.66g H
24231	Los Angeles - 7-story University Bldg.	19 km	---	0.29g H 0.25g V	0.77g H
24389	Century City - LACC North	20 km	0.27g H 0.15g V	---	---
24643	Los Angeles - 19-story Office Bldg.	21 km	---	0.32g H 0.13g V	0.65g H
24385	Burbank - 10-story Residential Bldg.	21 km	---	0.30g H 0.13g V	0.79g H
24370	Burbank - 6-story Commercial Bldg.	22 km	---	0.35g H 0.15g V	0.49g H
24670	Los Angeles - 110/405 interchange Bridge	23 km	---	---	1.00g H 1.83g V
24303	Los Angeles - Hollywood Storage Bldg. Free Field	23 km	0.41g H 0.19g V	---	---
24236	Los Angeles - Hollywood Storage Bldg.	23 km	0.41g H 0.19g V	0.29g H 0.11g V	1.61g H
24538	Santa Monica - City Hall Grounds	24 km	0.93g H 0.25g V	---	---
24251	Wood Ranch Dam	26 km	---	---	0.39g H 0.18g V

土木でも、調査の結果、道路橋では、旧基準の橋脚しか、ひどい被害はないとしている。そして現在は動的塑性設計法に基準を変更しようとしている。道路橋に限らず、柱の耐震設計基準はせん断崩壊を防止するために、帯筋間隔を30 cmから10 cmと変更するという事に右へならえしようとしている。ただ、帯筋間隔を30 cmから10 cmに変更するなどということは経済的にも施工的にも本当に簡単な事である。こんな簡単な事がしてあるかないかによって、あの橋梁の大崩壊の運命を分けたのであろうか。建築の場合には、柱ばかりでなく壁という強

力な耐震性を持った部材が存在している。建築の旧設計法では、柱の帯筋間隔だけではなく、壁もなく、それも旧設計法に被害が集中した原因の一つではなからうか。橋脚の場合は壁的な物は全く無いのが普通である。いずれにせよ、実験も含めて、十分な裏付けが必要なように思われる。

[参考文献]

1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、平成8年7月

The Steel Pier Buckled due to the Horizontal Earthquake Force?

Motohiko Hakuno

In Kobe earthquake, many steel piers of bridges buckled. Most of investigators who studied the damage thought the cause of the buckling is due to horizontal earthquake force on the steel piers. However, I think the cause of the buckling is the vertical compressive force excited under some condition.