

第 I 部門

RC ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力に関する一考察

東洋技研コンサルタント 正会員 ○ 梅鉢善一 東洋技研コンサルタント 正会員 宮崎平和
 東洋技研コンサルタント 正会員 糟谷恭啓 東洋技研コンサルタント 正会員 中野晴之

1. まえがき

兵庫県南部地震では、地震に対してねばり強い（不静定構造）と考えられていた鉄筋コンクリートのラーメン橋脚やラーメン高架橋にも、一部損傷が生じた。改訂された道路橋示方書の耐震設計編では、この経験を反映し、内陸直下型の地震に対しては大幅に増加したタイプIIの地震動を設定するとともに、1層のRCラーメン橋脚およびラーメン高架橋に対しても、地震時保有水平耐力の設計法が規定された。この計算方法は、塑性ヒンジ法によるもので、崩壊メカニズムに至るまで上部工位置の水平荷重を漸増させ、その後、各塑性ヒンジ箇所が終局塑性回転角に至るまで幾何学的に変位させるものである。この結果より、水平力(P)と水平変位(δ)の関係を設定し塑性率(μ)を求め、弾塑性系の加速度を与え、地震時保有水平耐力に対する安全性を判定している。

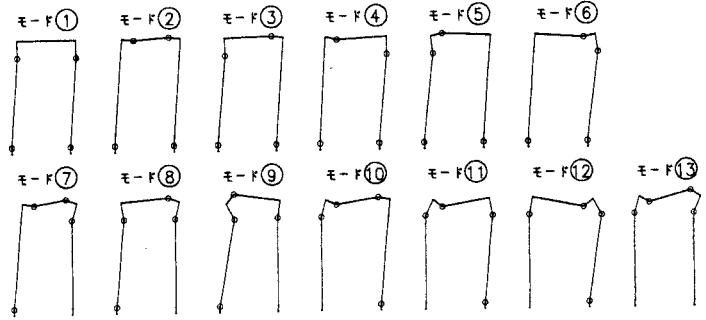
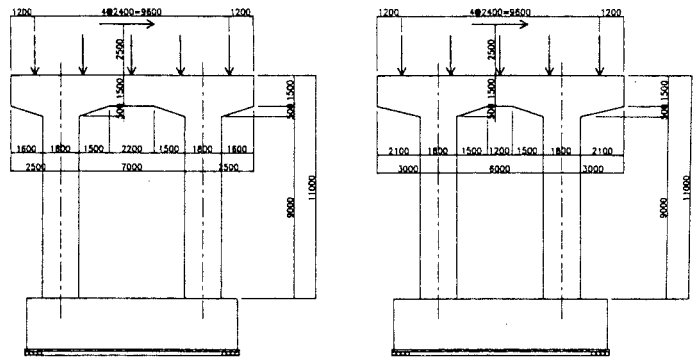


図-1 崩壊メカニズム (○は塑性ヒンジ)

1層1径間ラーメンの崩壊メカニズムは、図-1となるが、モード⑤～⑬は局部的に塑性ヒンジが形成されるもので、変形能が小さいため避けるべきである。本報告は、震度法で耐震設計した1層1径間のRCラーメン橋脚について、タイプIIの地震動のもとで、その形状と変形性能、および崩壊モード検討したものである。

2. 解析モデル

図-2に示すラーメンスパンの異なる2ケースを対象とした。設計条件は表-1のとおりで、上部工は、支間長35mの5径間鋼版桁橋の中間第1支点橋脚を想定した。



(a) ケース1

(b) ケース2

図-2 ラーメン橋脚の形状(橋軸方向脚厚=2.5m)

表-1 耐震設計設計条件(震度法)

設計水平震度(Kch)	0.25(Ⅱ種地震)
許容応力度 σ_{ca}	120 kgf/cm ²
" τ_{ca}	3.5 kgf/cm ²
" σ_{sa}	3000 kgf/cm ²

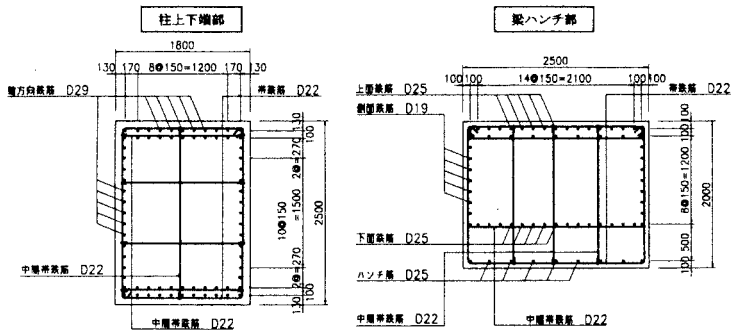


図-3 ケース1(ラーメンスパン7m)の配筋状態

Yoshikazu UMEBACHI, Hirakazu MIYAZAKI, Yasuhiro KASUYA, Haruyuki NAKANO

死荷重反力(Rd)は 580tf、橋軸直角方向および橋軸方向に支持する上部工重量は、それぞれ 510tf、640tfである。図-3、表-2は配筋状態を示したものである。

表-2 配筋状態

(a) 柱部			(b) はり部			
ケース	橋軸方向主鉄筋	橋軸直角方向主鉄筋	ケース	上面鉄筋	下面鉄筋	ハンチ筋
1	D29@150-2段	D29@150-1段	1	D25@150-1.5段	D25@150-1段	D25@300-1段
2	D29@150-2段	D32@150-1段	2	D32@150-1.0段	D25@150-1段	D25@300-1段

横拘束筋：D22を15cmピッチで配筋する。
有効長は、橋軸方向が77cm、
直角方向は90cmである。

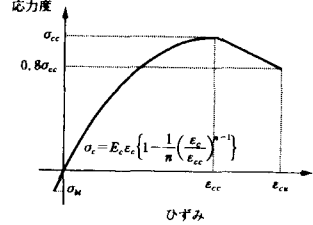
側面鉄筋：D19@150-1段配筋
横拘束筋：D22を15cmピッチで配筋する。
有効長は60cmである。

3. 計算結果

表-3には、柱部の橋軸直角方向の圧縮コンクリートの応力(σ)-ひずみ(ε)関係の特性値を示した。図-4は、道示に従ってヒンジ長、剛域等を設定し計算した、上部工の慣性力作用位置での水平

表-3 柱部コンクリートの応力(σ)-ひずみ(ε)関係

σ _{cc} (kgf/cm ²)	270
ε _{cc}	0.0042
σ _{cu} (kgf/cm ²)	216
ε _{cu}	0.0075

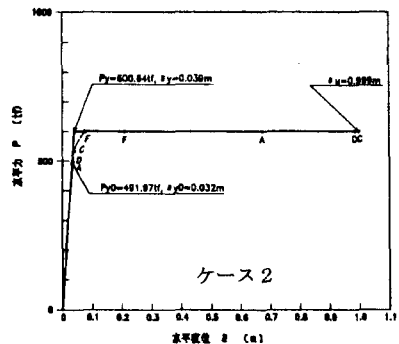
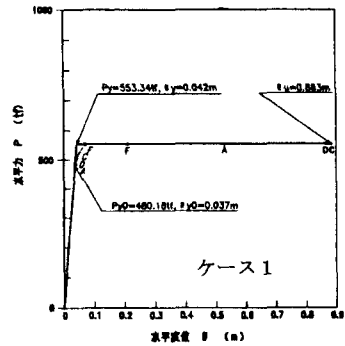
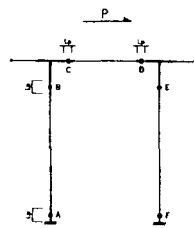


方向の荷重(P)と水平変位(δ)の関係を示したものである。両ケースとも10cm以下の水平変位で、柱下端とはりに塑性ヒンジを生じ、図-1のモード②のメカニズムを形成した。その後、ヒンジの回転で水平変位は増加し、すべての塑性ヒンジ箇所が終局塑性回転角に達すると、1m程度の水平変位になった。表-4は、これらの計算結果より、道示の規定によりラーメン橋脚の地震時保有水平耐力をまとめたものである。なお、固有周期(T)は、両ケースとも約0.45秒で、設計水平震度(Khc)は1.75である(Ⅱ種地盤、タイプⅡの地震動)。

表-4 地震時保有水平耐力(タイプⅡの地震動)

	ケース1	ケース2
崩壊メカニズム	モード②	モード②
保有水平耐力(Pa(tf))	553	601
等価重量(W(tf))	684	684
許容塑性率(μ _a)	14.2	17.3
応答塑性率(μ _R)	2.84	2.49
等価水平震度(Khc)	0.33	0.30
慣性力(W・Khc(tf))	226	205
安全率(Pa/慣性力)	2.4	2.9
残留変位(δ _R (m))	0.05	0.04

許容残留変位(δ_{Ra})=13.5/100=0.135m



4. 考察

本検討例では、柱下端とはりに塑性ヒンジを生じ、崩壊メカニズムが形成された。その後、塑性ヒンジ長の全域に塑性化が進展した終局塑性回転角に達するのは、変形がさらに進んでからである。終局塑性回転角は、ヒンジ長(L_p)とともに終局曲率(φ_u)と降伏曲率(φ_y)の関数であるが、軸力が小さいはり部では終局塑性回転角が大きくなる。したがって、はりの塑性ヒンジが終局に至るには、大きな水平変位を与えることになり、このような崩壊機構のものは優れた変形性能を有することになる。しかし、すでに終局に達している塑性ヒンジ部の回転能の検討も必要であろう。

参考文献：[1]日本道路協会：道路橋示方書・同解説/V耐震設計編、1996。