

I - B175

アンカー部が円形断面鋼製橋脚の地震時局所変形挙動に与える影響

(株)春本鐵工 正会員 高松 幹正
名古屋工業大学 正会員 後藤 芳顕
名古屋工業大学 学生会員 内田 慶一

1. はじめに： 既設橋脚を耐震補強する場合、アンカー部の補強は難しく、補強された橋脚躯体に比べ、アンカー部の相対的強度が低下することが多い。このような場合、橋脚の地震時挙動に及ぼすアンカー部の影響を予測することが重要である¹⁾。著者らは、このようなアンカー部の影響を予測する手法を確立するために、アンカー部の復元力モデルを提示し、この復元力モデルを橋脚躯体にはり要素を用いた動的複合非線形解析へ導入することでアンカー部が橋脚の地震時挙動に与える影響について検討を加えてきた²⁾。ここでは、さらに橋脚躯体の局所座屈挙動を考慮できるシェル要素を用いた鋼製橋脚モデルにアンカー部の復元力モデルを導入し、より実情に即した検討を行う。

2. 解析手法と円形断面鋼製橋脚：アンカー部の復元力モデルとして、ここでは図-1に示すもっとも精度の良い半実験モデルを用い、FEM解析の汎用ソフトABAQUSのuser subroutineに組み込む。橋脚躯体はシェル要素(S4R)で離散化し、鋼材の繰返し塑性の材料構成則としては著者らが開発し、user subroutineに組み込んだ3曲面モデル³⁾を用いる。なお、シェル要素との比較のため、はり要素(B31)でも離散化している。解析対象の円形断面鋼製橋脚躯体は図-2に示す変断面構造で橋脚天端には482tの死荷重が負荷されている。地震波としては、神戸海洋気象台で観測されたN-S、U-D成分の最初の30秒を入力する。

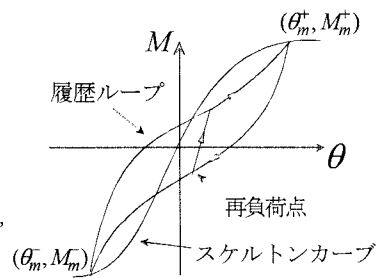


図-1 半実験モデル概念図

3. アンカー部と橋脚躯体の耐力比：アンカー部の橋脚躯体に対する強度を表す指標として耐力比を定義する。耐力としては、設計軸力 P 作用下のアンカー部の終局モーメント M_u ならびに橋脚躯体の終局モーメント M_o を用いる。 M_o は、設計軸力を作用させた後、アンカー部のモーメントを漸増させ、最外縁におけるアンカーボルトのひずみが終局ひずみ(5%)あるいは下ベースプレートより支圧を受けるフーチングコンクリートの最大圧縮ひずみが終局ひずみ(0.35%)に達したときのアンカー部のモーメントとする。 M_o は土木学会新技術小委員会の方法¹⁾で算定される基部剛結の橋脚躯体の終局水平耐力 H_o が作用した際に柱基部に生ずるモーメントを $M_o (=H_o \times L_c)$ とする。 M_u/M_o をアンカー部と橋脚躯体の耐力の比をあらわす無次元化パラメータとして用いる。

4. 解析結果： $M_u/M_o=1$ のときのアンカーボルト断面積を A_{100} とし、この断面積を基準に60%~120%に断面積を増減し(これらを $A_{60} \sim A_{120}$ と表す。)、アンカー部の強度・剛性を変化させた場合の解析結果の比較を表-1に示す。表-1より、橋脚躯体の局所変形による最大応答ひずみを除き、全般的にシェル要素を用いた解析とはり要素を用いた解析との整合性はよい。ただ、シェル要素モデルでは、基部付近に提灯座屈が生じることにより、はり要素モデルに比べ橋脚頂部での水平変位が減少するため、頂部での最大応答変位や、残留変位が減少する。また、はり要素モデルでは図-2に示す第1セクション下端部より第2セクション下端部でのひずみの方が大きくなるのに対し、シェル要素モデルでは第1セクション下端部での局所変形によるひずみの方が大きく生じる傾向がある。

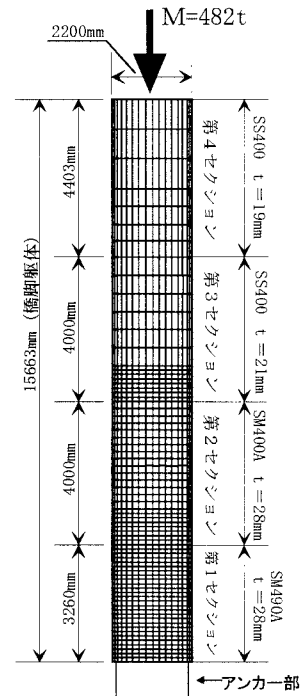


図-2 PierA[中空円形柱]

キーワード：鋼製橋脚、アンカー部、動的応答解析

連絡先：〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町 名古屋工業大学

アンカー部の強度・剛性とシェル要素モデルにおける橋脚躯体の局部変形状況の関係について代表的な例を図-3に示す。これと、表-1から、アンカーボルトの断面積が増加し、アンカー部の強度・剛性が大きくなるにしたがい、橋脚躯体の局部変形による損傷が大きくなるが、逆にアンカー部の損傷は小さくなる。局部変形形状を詳しくみると、アンカー部の剛性の小さい A_{60} モデルでは、橋脚躯体での局部変形は小さいが、アンカー部の剛性がやや大きくなると、 A_{80} モデルのように第2セクション下端部と第1セクション下端部の局部変形が現れてくる。さらにアンカー部の剛性が増加すると A_{100} モデルのように、第2セクションでの局部変形は減少して、第1セクション下端部での局部変形が大きくなる。さらに剛性の大きい A_{120} モデルでは、第1セクション下端部および第2セクション下端部での局部変形は A_{100} モデルと比較して若干小さくなる。基部剛結モデルでは、第2セクション下端部での局部変形は A_{120} モデルとほぼ同様であるが、第1セクション下端部での局部変形は小さくなる。以上のように、変断面の鋼製橋脚では、アンカー部の剛性の変化による振動特性の変化でかなり敏感に、終局状態での局部変形モードが変化することがわかる。

5. まとめ：一般に、アンカー部の強度・剛性が増加すると鋼製橋脚の損傷はアンカー部から橋脚躯体に移行する傾向にある。さらに、橋脚躯体の損傷に注目すると、ここで解析した変断面の鋼製橋脚では、地震時に critical

となる可能性が有る箇所が多く、アンカー部の強度・剛性変化により振動特性も敏感に変化し、局部変形による損傷モードが異なってくる。このように、変断面の鋼製橋脚では終局時の変形モードが想定損傷モードと相違する可能性もあるので、その終局挙動をより精度良く予測する必要があるとともに、損傷想定断面に比べ、他断面の余裕度を上げるなどの配慮が必要であろう。

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 1996. 7. 2) 後藤芳顯，宮下敏，藤原英之，上條崇，繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化 1996. 3) 王 慶雲，繰り返し荷重を受ける薄板構造物の塑性座屈モードの局所化と劣化挙動に関する研究 1997.

表-1 アンカー部の剛性変化における解析結果の比較
a) シェル要素モデル b) はり要素モデル

アンカ-ボ-ルト	A_{60}	A_{70}	A_{80}	A_{100}	A_{120}	剛結	アンカ-ボ-ルト	A_{60}	A_{70}	A_{80}	A_{100}	A_{120}	剛結
A (cm ²)	133.1	210.0	260.9	315.1	438.7	—	A (cm ²)	133.1	210.0	260.9	315.1	438.7	—
A' (cm ²)	144.1	227.2	282.4	341.0	474.8	—	A' (cm ²)	144.1	227.2	282.4	341.0	474.8	—
M_u/M_0	1.23(c)	1.45(c)	1.67(c)	1.85(c)	2.12(c)	—	M_u/M_0	1.23(c)	1.45(c)	1.67(c)	1.85(c)	2.12(c)	—
u_{max}/L_c (%)	2.32	2.61	2.73	2.49	2.43	1.96	u_{max}/L_c (%)	2.38	2.66	2.86	2.64	2.63	2.03
u_r/L_c (%)	0.26	0.69	0.78	0.64	0.65	0.52	u_r/L_c (%)	0.39	0.96	1.13	0.95	0.95	0.71
A_{max} (m/s ²)	13.18	13.42	13.54	13.50	13.52	13.30	A_{max} (m/s ²)	13.32	13.39	13.49	13.32	13.31	12.95
V_{max} (m/s)	1.851	1.654	1.642	1.705	1.706	1.759	V_{max} (m/s)	1.845	1.645	1.645	1.639	1.638	1.702
$\epsilon_{pm}/\epsilon_{pu}$	1.08 圧縮	1.72 圧縮	2.34 圧縮	2.87 圧縮	2.73 圧縮	1.62 圧縮	$\epsilon_{pm}/\epsilon_{pu}$	0.37 圧縮	0.51 圧縮	0.62 圧縮	0.59 圧縮	0.61 圧縮	0.45 圧縮
$\epsilon_{am}/\epsilon_{au}$	0.43 引張	0.39 引張	0.37 引張	0.23 引張	0.14 引張	—	$\epsilon_{am}/\epsilon_{au}$	0.39 引張	0.37 引張	0.36 引張	0.22 引張	0.13 引張	—
$\epsilon_{cm}/\epsilon_{cu}$	0.63	0.58	0.54	0.31	0.20	—	$\epsilon_{cm}/\epsilon_{cu}$	0.57	0.55	0.52	0.29	0.20	—

$\epsilon_{pu} = 1.58\% = 10.0\epsilon_y$ ：橋脚躯体終局ひずみ

$H_u = 281.5(tf)$ ：終局水平耐力（基部剛結時）

$M_0 = H_u \times L_c = 4.41 \times 10^3 (tf - m)$ ： H_u 作用時の基部モーメント

A ：アンカーボルトネジ部断面積（一本あたり）

A' ：アンカーボルト平行部断面積（一本あたり）

M_u ：終局モーメント、アンカ-ボ-ルトひずみが5%到達時あるいはフ-テンク-ンクリ-トひずみが0.35%到達時のモーメント（a）アンカ-ボ-ルトから決定（c）フ-テンク-ンクリ-トから決定

L_c ：柱長 u_{max} ：柱頭部最大応答変位 u_r ：柱頭部残留変位

ϵ_{pm} ：橋脚躯体第1セクション下端部最大応答軸方向ひずみ

ϵ_{am} ：アンカ-ボ-ルト最大応答ひずみ ϵ_{cm} ：フ-テンク-ンクリ-ト最大応答ひずみ

ϵ_{au} ：アンカ-ボ-ルト終局ひずみ(5.00%) ϵ_{cu} ：フ-テンク-ンクリ-ト終局ひずみ(0.35%)

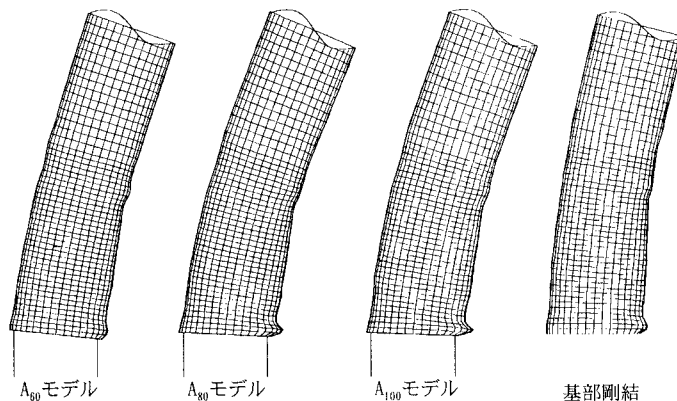


図-3 アンカー部の剛性の差による橋脚躯体の最大変位時における局部変形状況の比較（変形は15倍に拡大）