

# プレストレスト二重鋼管コンクリート構造の 軸方向力下の力学的特性に関する研究

今野克幸<sup>1</sup>・上田多門<sup>2</sup>・角田與史雄<sup>2</sup>・大平雅司<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 博士(工学) 函館工業高等専門学校 (〒042-8501 函館市戸倉町14番1号)

<sup>2</sup>正会員 工博 北海道大学大学院工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

<sup>3</sup>正会員 ドービー建設工業㈱ (現在・パーズアイ株式会社/〒060-0032 札幌市中央区北2条東14丁目)

プレストレスト二重鋼管コンクリート(WSC)は、同心円状に二重に配置された鋼管の内側にコンクリートが充填されており中心にはPC鋼棒が配置されている。内側コンクリートにはプレストレスが導入され引張力には内側コンクリートとPC鋼棒そして外側鋼管が抵抗し、圧縮力には二重鋼管と外側コンクリートによって拘束された内側コンクリートのみが抵抗する新しい構造形式である。本論文ではWSCの実用化のために実験及び解析によりWSCの軸方向力に対する力学的特性を明らかにし、非線形な変形性状をもちながら残留変形を生じないという特徴を生かすためプレース材として用いた場合の動的応答特性を解析的に評価し、弾塑性振動系及び線形弾性振動系よりも優れた動的応答特性を示すことを明らかにした。

**Key Words:** double steel tubes, finite element analysis, confinement effect

## 1. はじめに

近年、鋼とコンクリートを組み合わせた鋼コンクリート合成構造の利用が盛んであり、その中に鋼管コンクリート構造がある。鋼管コンクリート構造は、鋼管とコンクリートが互いの短所を補い合い長所を合わせ持つことにより高い強度と靱性が得られる。さらに、断面寸法を小さく出来るため経済的であり、かつ、制限されたスペースでの施工性にも優れている。

プレストレスト二重鋼管コンクリート構造は、このような従来の鋼管コンクリート構造の優れた性能を有するとともに、圧縮力と引張力の両方に対して弾性的に挙動するような構造としているので地震動に対して優れた復元能力を示し、我が国において耐震設計上非常に有利な構造形式であるといえる。プレストレスト二重鋼管コンクリート構造は、図-1に示すとおり同心円状に二重に配置された鋼管の内側にコンクリートが充填されており、中心にはアンボンドPC鋼棒が配置されている。内側コンクリートにはプレストレスが導入され、引張力には引張用載荷板を介して(図-1参照)まず内側コンクリートとPC鋼棒が抵抗し、引張力が増

加し隙間 $\Delta_1$ が閉じると外側鋼管も引張力に抵抗する。圧縮力には載荷板を介して二重鋼管と外側コンクリートによって拘束された内側コンクリートのみが抵抗する新しい構造形式である。なお、引張力用載荷板と内側コンクリートに接する支圧板との間にある部分のPC鋼棒には座屈防止のためナットを設置した(図-1参照)。

プレストレスト二重鋼管コンクリート構造の用途としてはK型またはX型のプレース材としての適用が考えられる。プレストレスト二重鋼管コンクリート構造は、引張材として外力に抵抗する場合と圧縮材として外力に抵抗する場合には抵抗する断面が異なり、その復元力特性も異なった性状を示す。引張力下においてプレストレスト二重鋼管コンクリート構造は剛性がトリリニアに変化し、外力に抵抗する各断面は弾性域内にあるので従来の鉄骨プレース材でみられるような残留変形が残らないという特性が期待できる。(詳細は3章参照)プレストレスト二重鋼管コンクリート構造が圧縮プレース材として作用する場合、内側コンクリートは二重の鋼管とそれらの隙間に充填されたコンクリートによって拘束されているために、拘束コンクリー

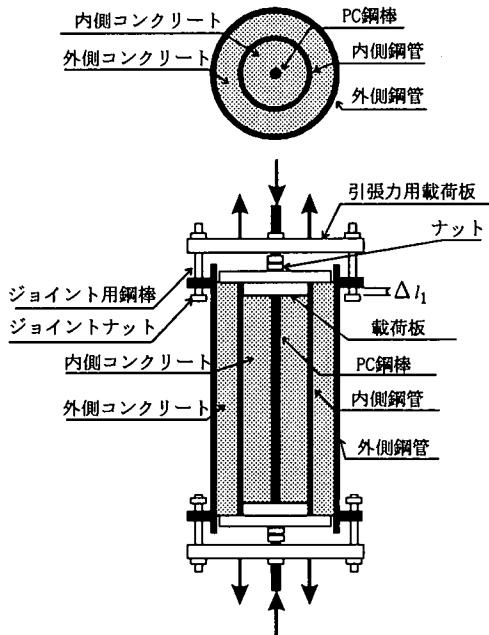


図-1 プレストレスト二重鋼管コンクリート構造

トの特徴である大きな耐力と靱性が期待できる。しかしながら、プレストレスト二重鋼管コンクリート構造は新しい構造形式であるため、外側コンクリートの拘束効果等未解明な部分が多くある。そこで、本研究は、実験及び解析的にプレストレスト二重鋼管コンクリート構造の軸圧縮特性及び軸引張特性を評価することを目的とする。さらに、プレストレスト二重鋼管コンクリート構造をブレース材として架構に用いた場合の動的応答特性を解析的に明らかにする。

## 2. 圧縮耐荷性状

### (1) 実験の概要

静的圧縮荷重試験には、コンクリート充填二重鋼管の供試体（以後供試体シリーズWSC）を4種類、コンクリート充填単鋼管の供試体（以後供試体シリーズSSC）を2種類を用意した。なお、軸圧縮荷重試験ではプレストレスを与えていないので、コンクリート充填二重鋼管と呼ぶことにする。いずれの供試体においてもセメントは普通ポルトランドセメントを用い、供試体断面が小さいのでコンクリートの代わりにモルタルを使用した。供試体シリーズWSCの断面寸法及び形状は表-1と図-2に、材料特性値は表-2に示されるとおりで、供試体シリーズSSCの断面寸法及び形状、材料特性値は表-3と図-3に示すとおりである。シリーズWSCの全供試体の内側鋼管内面とシリーズSSCの供試体SSCNの鋼管内面には、鋼管と内側モルタルと

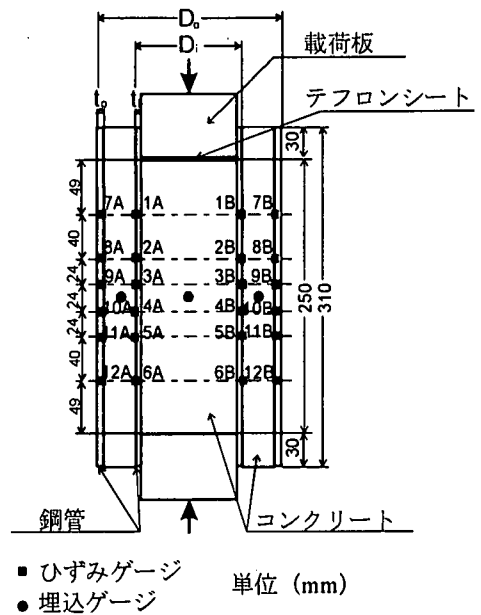


図-2 コンクリート充填二重鋼管柱の軸圧縮試験用供試体

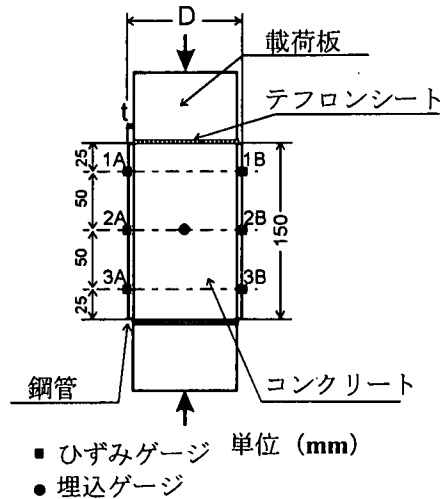


図-3 コンクリート充填単鋼管供試体

の間の付着力を減ずるために分離材として二硫化モリブデン入りグリースを塗布し、供試体SSCBの鋼管内面にはグリースは塗布していない。表-1に示すとおりシリーズWSCは内側鋼管及び外側鋼管の肉厚、そして外側鋼管の外径をパラメータとした。WSCの上側支圧板とモルタルの間には厚さ1mmのテフロン板を2枚重ねて設置し摩擦による拘束効果を低減させており、下側支圧板とモルタルは直接接している。シリーズSSCに関しては上下支圧板とモルタルの間に厚さ0.1mmの

表-1 供試体シリーズ WSC の寸法

供試体	$D_i$ (cm)	$t_i$ (cm)	$D_o$ (cm)	$t_o$ (cm)	$t_i+t_o$ (cm)	$A_{in}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{out}$ (cm <sup>2</sup> )
WSC01	7.63	0.26	13.98	0.33	0.59	39.7	93.6
WSC03	7.63	0.26	13.98	0.62	0.88	39.7	91.8
WSC04	7.63	0.26	16.52	0.68	0.94	39.7	134.8
WSC05	7.63	0.40	13.98	0.33	0.73	36.6	93.6

$D_i, D_o$ : それぞれ内側鋼管と外側鋼管の外径

$t_i, t_o$ : それぞれ内側鋼管と外側鋼管の厚さ

$A_{in}, A_{out}$ : それぞれ内側モルタルと外側モルタルの断面積

表-2 供試体シリーズ WSC の材料特性値

供試体	内側鋼管				外側鋼管				モルタル	
	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$\nu$	$E_t$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$\nu$	$E_t$ (GPa)	$f_c'$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
WSC01	338	153	0.267	2.20	363	179	0.280	2.58	19.9	17.1
WSC03	297	159	0.262	4.15	429	183	0.279	1.79	18.8	17.1
WSC04	297	159	0.262	4.15	424	193	0.280	1.82	19.0	18.1
WSC05	370	154	0.285	2.08	363	179	0.280	2.58	21.0	20.5

$f_y$ : 鋼管の降伏点,  $E_s$ : 鋼管のヤング係数,  $\nu$ : 鋼管のポアソン比

$f_c'$ : モルタルの圧縮強度,  $E_c$ : モルタルのヤング係数

$E_t$ : 鋼材の降伏後における応力-ひずみ曲線の傾き (図-6 参照)

表-3 供試体シリーズ SSC の諸元

供試体	$D$ (cm)	$t$ (cm)	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$\nu$	$E_t$ (GPa)	$f_c'$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
SSCN, SSCB	7.63	0.26	39.7	338	153	0.27	2.20	16.9	14.3

$D$ : 鋼管の外径,  $t$ : 鋼管の厚さ,  $A_c$ : モルタルの断面積

テフロンシートを設け摩擦による拘束効果を低減させている。測定項目と測定方法は、シリーズ WSC は内側鋼管と外側鋼管の対称な両側に軸方向に 6 点ずつ(図-2 参照)、シリーズ SSC では 3 点ずつ(図-3 参照)二軸ひずみゲージを設置し、鋼管表面の軸方向ひずみと周方向ひずみを測定した。シリーズ WSC の内側と外側のモルタルの中心部分とシリーズ SSC のモルタルの中心部分には、単軸の埋込型ゲージを設置することによりモルタル内部の軸方向のひずみを測定した。さらに、載荷装置の変位を測定することにより供試体の軸方向の変位を測定した。また、供試体の製作段階において両端面が平行でかつ、軸に直角となるように配慮し、荷重は支圧板を介して偏心がないように内側モルタルにのみ単調に与えた。偏心がなく載荷されたことは、鋼管の対称な両側に設置したひずみゲージの値が概ね等しい値を示していたことから確認された。

## (2) 解析の概要

### a) 解析プログラム

本研究では、鉄筋コンクリート構造の平面応力問題用の二次元非線形有限要素解析プログラム WCOMR<sup>1)</sup>

を軸対称問題用に修正したもの<sup>2)</sup>にコンクリートの三次元構成則である三次元弾塑性破壊モデル<sup>3),4)</sup>を導入し、これを用いた。なお、三次元弾塑性破壊モデルは、本研究と同様な拘束されたコンクリートで適用可能であることが確認されており<sup>5)</sup>、また、モルタルに対する構成則が無く、経験上モルタルはコンクリートと似た応力-ひずみ性状をもっているのをこれを用いた。

### b) コンクリートの構成則

コンクリート充填二重鋼管の軸圧縮実験では外側コンクリートには周方向に鋼管同様数  $\mu$  の大きな引張ひずみ  $\epsilon_{\theta}$  と半径方向にコンクリートの一軸圧縮強度の数倍の大きな圧縮応力  $\sigma_r$  ( $'$  は圧縮を表す)が生じている<sup>6)</sup>(図-4 参照)にも関わらず、実験後の供試体からは半径方向に放射状に伸展するひび割れは観察されなかった。よって、図-5 の実線で示されるように、外側コンクリートの周方向応力  $\sigma_{\theta}$  がコンクリートの引張強度に達してもひび割れは発生しないこととした。したがって、外側コンクリートは最後までひび割れていないコンクリートの構成則にしたがうことになる。その結果、解析上外側コンクリートの周方向には引張ひずみが約 0.08% まで塑性糊に相当する領域(図-5 の線分

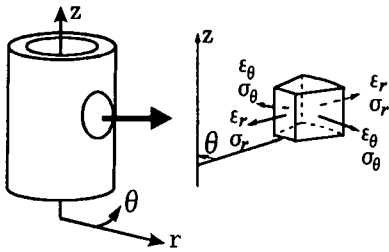


図-4 外側コンクリートの応力と歪み

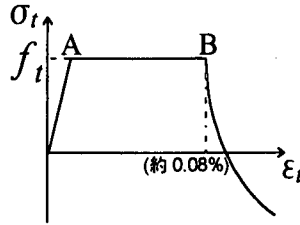


図-5 外側コンクリートの周方向応力

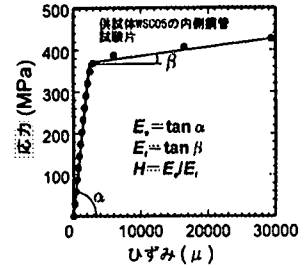


図-6 鋼材の応力-歪み関係

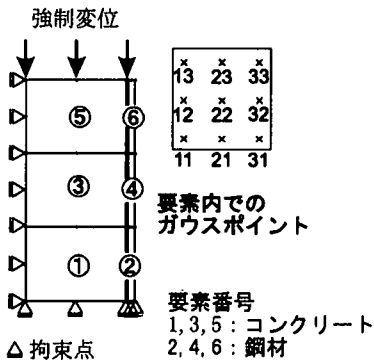


図-7 コンクリート充填単鋼管の解析における要素分割

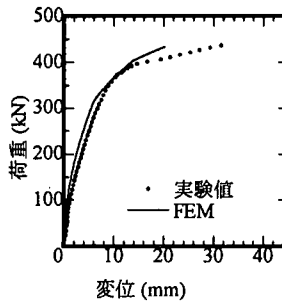


図-8(a) 供試体 SSCN の荷重-変位曲線

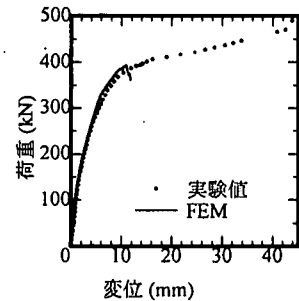


図-8(b) 供試体 SSCB の荷重-変位曲線

AB)が現れ、その後引張応力は低下し圧縮応力が生じた。半径方向に大きな圧縮力と周方向に引張りひずみが生じ、コンクリートの塑性成分を含めた見かけ上のポアソン比(以降、見かけ上のポアソン比という)が増加し、その値が鋼材のポアソン比よりも大きくなったために外側コンクリートの周方向は引張りひずみであるが圧縮応力が生じたと考えられる。弾性域において通常コンクリートのポアソン比は鋼材のポアソン比の 2/3 程度であり、コンクリート充填二重鋼管において軸圧縮力レベルが低い段階では、内側コンクリートの内圧による鋼管の周方向ひずみの増加は外側コンクリートの周方向ひずみの増加よりも大きく、外側コンクリートの周方向には引張力が生じ、ひび割れが生じようとする。しかし、外側コンクリートの半径方向圧縮応力のレベルが高くなりコンクリートの見かけ上のポアソン比が鋼材のポアソン比よりも大きくなると外側コンクリートの周方向への膨張を二重鋼管が拘束し、その結果外側コンクリートではひび割れが生じず、応力は圧縮となると考えられる(図-5 参照)。

c) 鋼材の構成則

降伏条件には、Von-Mises の降伏条件を用いている。

鋼材の材料特性として試験片の引張試験より得られた応力-ひずみ関係を図-6 に示すようにバイリニアに仮定したものが用いられている。また、塑性域での鋼材の応力計算には、バイリニアに仮定した応力-ひずみ関係から得られる硬化指数  $H = E_s/E_p$  を用いている。解析に用いた  $E_s$  と  $E_p$  の値は、表-2 と表-3 に示すとおりである。

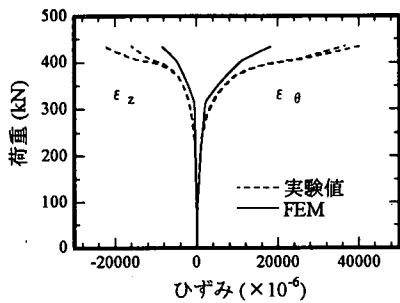
(3) コンクリート充填単鋼管の実験及び解析結果

a) 解析供試体の要素分割

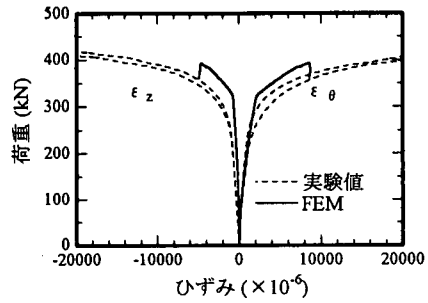
図-7 はコンクリート充填単鋼管の解析に用いた要素分割図である。軸圧縮力下ではコンクリート充填式鋼管構造は上下対称でかつ軸対称応力状態であると仮定できるため、解析には供試体の 1/4 のみを取り出して要素分割した。荷重は、強制変位としてコンクリート要素上面の 3 節点に等しく与えられている。図中の太線は、接合要素を表しており、①~⑥は、接合要素以外の要素番号を表している。

b) 剛性と耐力

供試体 SSCN と SSCB の荷重-変位関係を図-8 に示す。コンクリート充填単鋼管の実験では、供試体 SSCB

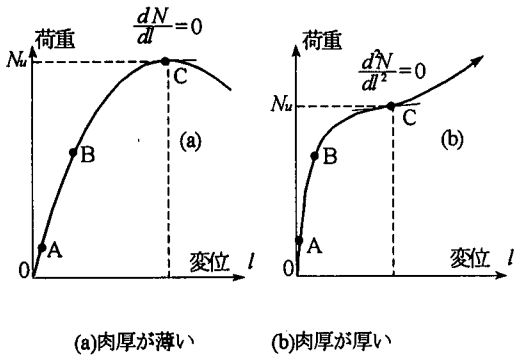


(a) 供試体 SSCN



(b) 供試体 SSCB

図-9 荷重と鋼管ひずみの関係



(a)肉厚が薄い

(b)肉厚が厚い

図-10 コンクリート充填式鋼管構造の典型的な荷重-変位曲線<sup>9)</sup>

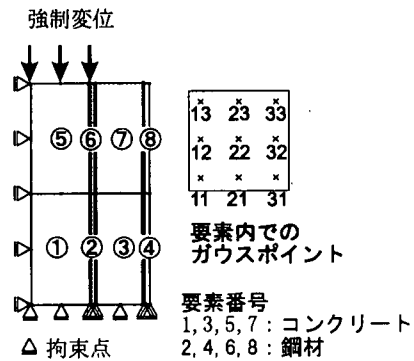


図-11 コンクリート充填二重鋼管の解析における要素分割

の方が SSCN よりもわずかに剛性が大きい結果が得られた。図-9(a)は供試体 SSCN のゲージ位置 1 (図-3 参照) の周方向ひずみの実測値とそれに相当する個所 (要素 4 のガウスポイント 33) の解析値で、図-9(b)は同様に供試体 SSCB のゲージ位置 1 の実測値と解析値 (要素 4 のガウスポイント 33) を示している。接合要素の剛性は、図-8 及び図-9 に示すように解析値が実験値に概ね一致するように定めた。その結果として、解析上供試体 SSCB のせん断剛性は供試体 SSCN のせん断剛性の 2 倍となった。両供試体の荷重-変位曲線について剛性は解析値と実験値とで良い対応を示している。本解析プログラムはコンクリートのひび割れ後の構成則が導入されておらず、両供試体とも解析においては図-8 に示すように荷重が低下し、その後ひび割れが生じたため強制的に解析を終了させた。なお、図-8(a)においても確認しづらいが、荷重が低下している。解析結果から得られた荷重-変位関係では、両供

試体ともに鋼管が降伏する荷重 320kN で剛性が低下し始める。実験供試体では、図-10 に示したような剛性が再上昇する点が現れた後に最大荷重をむかえている。これは、鋼管の肉厚が比較の厚い場合に起こる現象である<sup>9)</sup>が、有限要素解析においてこのような現象を適切に評価するコンクリートの構成則が存在しないため、本研究では軸圧縮力下のコンクリート充填式鋼管構造の剛性が再上昇する点以降の現象を解析によって予測することはできない。

#### (4) コンクリート充填二重鋼管の実験及び解析結果 a) 解析供試体の要素分割

図-11 はコンクリート充填二重鋼管の解析に用いた要素分割図である。コンクリート充填単鋼管と同様に、解析には供試体の 1/4 のみを取り出して要素分割し、荷重は強制変位としてコンクリート要素の上面の 3 点に等しく与えられている。図中の太線は接合要素を表し

表-4 鋼管降伏時の荷重

供試体	内側鋼管降伏時の荷重 (kN)	外側鋼管降伏時の荷重 (kN)	$\epsilon_{\theta}$ が 20000 $\mu$ に達したときの荷重 (kN)
WSC01	387 [360]	641 [461]	689 [490]
WSC03	364 [353]	— [627]	741 [590]
WSC04	360 [333]	— [660]	726 [550]
WSC05	492 [500]	— [627]	771 [630]

[ ] : 実験値

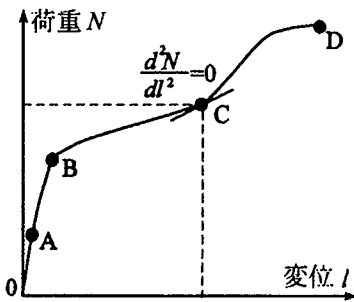


図-12 コンクリート充填二重鋼管の典型的な荷重-変位曲線

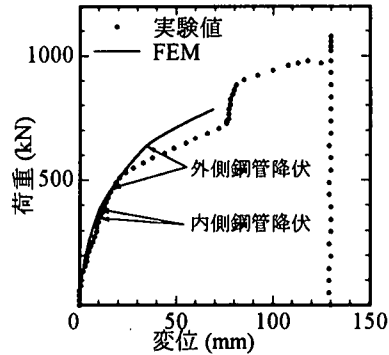


図-13(a) 荷重-変位曲線 (供試体 WSC01)

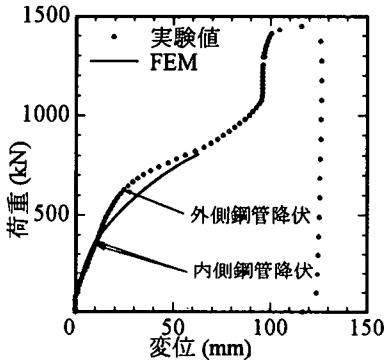


図-13(b) 荷重-変位曲線 (供試体 WSC03)

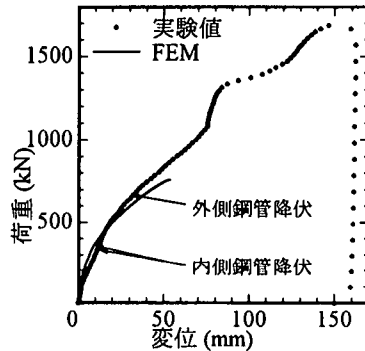


図-13(c) 荷重-変位曲線 (供試体 WSC04)

ている。

#### b) 剛性と耐力

図-12 に示すのは、実験結果より得られた軸圧縮力下におけるコンクリート充填二重鋼管の典型的な荷重-変位曲線である。コンクリート充填二重鋼管の全ての供試体で荷重-変位関係は、一度剛性が低下し変形が大きく進行した後に、再び剛性が大きくなる結果が得られた。

図-12 に示すコンクリート充填二重鋼管の荷重-変位関係を 4 つの領域に分割すると、まず、内側コンクリートの軸圧縮応力がコンクリートの圧縮強度に達する点 A までほぼ線形と見なせる領域が存在する。その後外側鋼管降伏直後の点 B まで第二の線形な領域が存在する。点 B 以降は、剛性は急激に低下し軸圧縮変形が大きく進展するが、その後は軟化するのではなく、剛性が再上昇する変曲点 C が現れる。変曲点 C 以降は

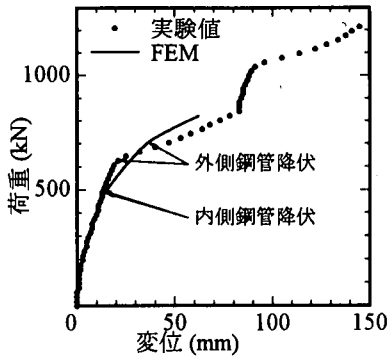


図-13(d) 荷重-変位曲線  
(供試体 WSC05)

部材の軸圧縮剛性が大きくなり荷重が増加し最大荷重を迎える。コンクリート充填二重鋼管の荷重-変位関係においても肉厚が厚いコンクリート充填単鋼管の場合と同様に剛性が再上昇する変曲点が存在し、これを終局耐力とする。また、全ての供試体の荷重-変位関係について内側鋼管の降伏による剛性の低下は見られず、外側鋼管降伏後に剛性の低下が生じていた。

内側鋼管降伏荷重と外側鋼管降伏荷重を表-4に示す。実験結果においては鋼管の半径方向(板厚方向)応力 $\sigma_r$ が未知であるが、解析における半径方向応力の大きさ程度では降伏判定に与える影響が小さいことが確認されたので、これを無視し鋼管表面を平面応力状態と仮定し鋼管の降伏を判定した。表-4の解析値は、鋼管の半径方向応力 $\sigma_r$ 、軸方向応力 $\sigma_z$ 、せん断応力 $\tau_{rz}$ と周方向応力 $\sigma_\theta$ より計算した等価応力

$$\sqrt{\frac{1}{2} \{ (\sigma_r - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_r)^2 + 6\tau_{rz}^2 \}}^{1/2}$$

が Von-Mises の降伏条件に達した時点を降伏としている。表中の[ ]内の数値は実験値である。

有限要素解析において鋼材の応力計算には、試験片の一軸引張試験より得られた応力-ひずみ関係をバイリニアに仮定したものをを用いており、その際、降伏後の傾き $E_c$ (図-6参照)は降伏点から約20000~30000 $\mu$ の間の点(試験片によって異なる)で回帰して求めている。そのため、解析上鋼管の周方向ひずみが20000 $\mu$ を超えると鋼管応力を大きく見積もる可能性がある。

図-13に実験結果と解析結果の荷重-変位関係を示す。内側鋼管降伏荷重は、全ての供試体で解析値と実験値は概ね一致しており、外側鋼管降伏荷重は供試体WSC01とWSC05で解析値の方が実験値よりも高い値となっている。これは、解析結果において外側鋼管降伏時には内側鋼管の周方向ひずみが20000 $\mu$ を超えてい

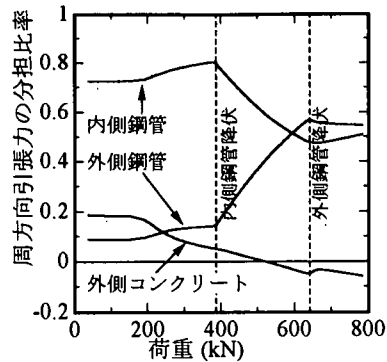


図-14 二重鋼管と外側コンクリートの周方向応力

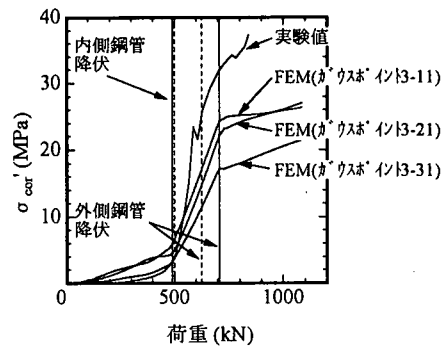


図-15 外側コンクリートの半径方向応力

るため、内側鋼管の応力を高く評価し、実験結果よりも内側コンクリートへの外側鋼管の拘束効果の分担率が低くなった結果であると考えられる。よって、解析では外側鋼管降伏荷重を高く評価しているが、剛性が低下する点(図-12の点B)は実験結果と解析結果ともに外側鋼管降伏荷重にほぼ一致しており、軸圧縮力下のコンクリート充填二重鋼管の剛性が低下する点は外側鋼管降伏に伴って現れることが明らかとなった。圧縮剛性についても全ての供試体について内側鋼管降伏荷重近傍までは解析結果は実験結果に概ね一致している。なお、供試体WSC03とWSC04では外側鋼管降伏前に内側鋼管が引張強度に達する解析結果となり、その点を解析における終局としている。

### c) 外側コンクリートの応力状態について

解析で得られた供試体WSC01の内側鋼管、外側鋼管、外側コンクリートの周方向引張力の分担比率を図-14に示す。図中で外側コンクリートの比率が負となっているのは周方向応力が圧縮応力となっていることを意味する。外側コンクリートの損傷の度合いが小さい荷重初期レベルでは、外側コンクリート周方向応力の比

表-5 コンクリート充填単鋼管の

鋼管降伏荷重

鋼管降伏時の荷重 (kN)		
CEB	実験値	解析値
311.8	318.5	315.2

表-7 内側鋼管降伏時の内側コンクリートの軸圧縮応力

供試体	$f_{FEM}$ (MPa)	$f_{ckcf}$ (MPa)	$f_{ckcf}/f_{FEM}$
WSC01	97.5	97.6	1.00
WSC03	91.7	88.8	0.968
WSC04	90.7	90.1	0.993
WSC05	134.4	147.8	1.100

$f_{FEM}$ : 解析結果における内側鋼管降伏時の内側  
コンクリート軸方向圧縮応力

表-9 外側鋼管降伏時の軸圧縮応力

供試体	$f_{FEM}$ (MPa)	$f_{ckcf}$ (MPa)	$f_{ckcf}/f_{FEM}$
WSC01	161.4	163.0	1.010
WSC05	193.3	212.3	1.098

$f_{FEM}$ : 解析結果における外側鋼管降伏時の内側  
コンクリート軸方向圧縮応力

率は、約 17~20%となり外側鋼管よりも大きな値を示している。内側鋼管降伏とともに外側鋼管の分担比率が急増する。しかし、この時点でも外側コンクリートの周方向応力は引張である。外側コンクリートの周方向応力は内側鋼管が降伏し、外側鋼管が降伏する前に引張応力から圧縮応力となることが示されている。なお、他の供試体についても同様の結果を得た。

図-15 に解析結果における供試体 WSC05 の外側コンクリートの半径方向圧縮応力 $\sigma_{cr}$ を示す。図中に実線と破線を用いてそれぞれ鋼管降伏荷重の解析値と実験値を示している。外側コンクリートの半径方向圧縮応力は、内側鋼管降伏と同時に増加し外側鋼管の降伏によってほぼ最大値に達し、外側鋼管降伏後は半径方向圧縮応力の増加は小さい。この時点での半径方向圧縮応力はコンクリートの一軸圧縮強度以上である。このような傾向は他の供試体においても示された。

(5) 内側コンクリートの強度増加について

本研究では、拘束コンクリートの受ける平均拘束応力を、単鋼管を用いた場合、拘束コンクリートと鋼管との力の釣り合いより式(1)で与える。コンクリート充填二重鋼管については、内側コンクリートと二重鋼管および外側コンクリートとの力の釣り合いより、平均拘束応力を式(2)で表す。式(2)の右辺における第一項、第二項、第三項はそれぞれ順に内側鋼管、外側鋼管、外側コンクリートによる内側コンクリートの平均拘束

表-6 内側鋼管降伏時の平均拘束応力

供試体	$\bar{\sigma}_{csi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{cso}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{cco}$ (MPa)
WSC01	24.09	4.44	1.54
WSC03	21.20	4.51	1.35
WSC04	21.18	4.31	2.01
WSC05	42.13	5.94	1.60

表-8 外側鋼管降伏時の平均拘束応力

供試体	$\bar{\sigma}_{csi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{cso}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{cco}$ (MPa)
WSC01	26.90	32.01	-2.65
WSC05	44.84	33.37	-2.73

応力であり式(3)によって与える。 $D_{cn}$ は内側コンクリートの径である。

$$\bar{\sigma}_c = -2 \frac{t}{D_{cn}} \sigma_s \quad (1)$$

$$\bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_{csi} + \bar{\sigma}_{cso} + \bar{\sigma}_{cco} \quad (2)$$

$$\bar{\sigma}_{csi} = -2 \frac{t_{si}}{D_{cn}} \sigma_{si} \quad (3a)$$

$$\bar{\sigma}_{cso} = -2 \frac{t_{so}}{D_{cn}} \sigma_{so} \quad (3b)$$

$$\bar{\sigma}_{cco} = -2 \frac{t_{co}}{D_{cn}} \sigma_{co} \quad (3c)$$

CEB-FIP MODEL CODE 1990<sup>10)</sup>における拘束されたコンクリートの強度増加推定式である式(4)中の $\sigma_2$ は式(2)の $\bar{\sigma}_c$ に等価であり、CEB式により推定される拘束されたコンクリートの強度増加は $\bar{\sigma}_c$ に比例するといえる。したがって、コンクリート充填二重鋼管の内側コンクリートの強度増加も同様に $\bar{\sigma}_c$ に比例すると考えられる。本研究では、内側コンクリートの平均拘束応力として式(2)を用い、拘束応力が式(2)で与えられたときの内側コンクリートの軸方向圧縮応力が式(4)で評価できるかどうかについて検討を行う。

$$f_{ck,cf} = f_{ck} (1.000 + 5.0\sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{for } \sigma_2 < 0.05 f_{ck} \quad (4)$$

$$f_{ck,cf} = f_{ck} (1.125 + 2.50\sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{for } \sigma_2 > 0.05 f_{ck}$$

ここに、 $f_{ck,cf}$ と $f_{ck}$ はそれぞれ拘束コンクリートの強度と充填コンクリートの一軸圧縮強度

まず、コンクリートが単鋼管で拘束され、鋼管内面には二硫化モリブデン入りグリースが塗布された供試体 SSCN を用いて検証を行う。表-5 に鋼管降伏時の荷重の値を示す。表-5 の CEB 式による推定値は鋼管の材料試験降伏応力度を式(1)の $\sigma_s$ に代入して $\bar{\sigma}_c$ を求め、その値を式(4)に代入して求めた拘束コンクリートの強



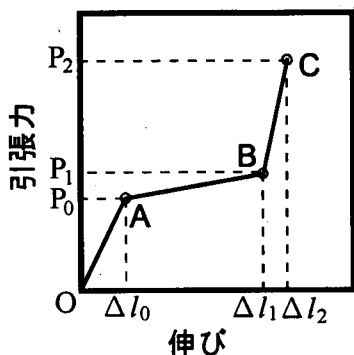


図-16 引張力下のプレストレスト二重鋼管  
コンクリート構造の荷重-変位関係

度にコンクリートの断面積を掛けて得られた値である。表-5の実験値は測定点2(図-3参照)で測定されたひずみの値から求められた応力値が降伏条件に達したときの荷重である。解析結果の降伏荷重はガウスポイント2-31(図-7参照)が降伏したときの荷重である。CEB式とFEMによる予測値はともに実験値をほぼ正確に予測している。

#### a) 内側鋼管降伏時の内側コンクリートの強度増加について

コンクリート充填二重鋼管では、内側鋼管降伏時には外側鋼管が降伏していないため、内側鋼管降伏時の内側コンクリートの軸圧縮応力(強度)を推定することは拘束コンクリートの終局強度を推定することとは異なる。また、内側コンクリートが鋼管のみならず外側コンクリートによって拘束を受けていることも、単鋼管で拘束されたコンクリートとは異なる点である。ここでは、内側鋼管降伏時における、コンクリート充填二重鋼管の内側コンクリート軸圧縮応力(強度)の推定に対するCEB式の適用について検討する。

解析結果より得られた内側鋼管降伏時における $\sigma_{cs}$ 、 $\sigma_{co}$ 、 $\sigma_{co}$ を式(3)に代入して平均拘束応力を求め、表-6に示す。式(4)の $\sigma_2$ に式(2)を代入すると式(5)を得る。

$$f_{ck,ef} = f_c' (1.125 + 2.50 \sqrt{\sigma_{cs} + \sigma_{co} + \sigma_{co}} / f_c') \quad (5)$$

解析結果における、内側鋼管降伏時の内側コンクリートの軸圧縮応力(実験値)と表-6に示した値を式(5)に代入して得た値を表-7に示す。供試体WSC01、WSC03とWSC04については、CEB式による推定値と内側鋼管降伏時の内側コンクリートの軸圧縮応力は概ね一致していると考えてよい。供試体WSC05はCEB式による推定値が内側鋼管降伏時における内側コンクリートの軸圧縮応力の1.100倍となった。本研究に用いたコンクリート充填二重鋼管の供試体では、内側鋼管の内側コ

ンクリートに対する体積比は非常に大きく、供試体WSC05では11.71%と特に大きな鋼材比となっている(供試体WSC01、WSC03、WSC04は7.31%)。表-6に示した平均拘束応力は、本研究に用いた解析プログラムに導入した三次元弾塑性破壊構成則<sup>3),4),5)</sup>の適用範囲<sup>6)</sup>であるので、内側コンクリートの軸圧縮応力を推定する方法は妥当であると考えられる。しかし、供試体WSC05のように内側鋼管の内側コンクリートに対する鋼材比が特に大きくなった場合にはCEB式による推定値は内側コンクリートの軸圧縮応力を過大に評価する結果となった。

#### b) 外側鋼管降伏時の内側コンクリートの強度増加について

外側鋼管降伏時についても、内側コンクリートの軸圧縮応力の推定にCEB式を用いて検討を行う。表-8に外側鋼管降伏時の平均拘束応力を示す。解析結果における、外側鋼管降伏時の内側コンクリートの軸圧縮応力と表-8に示した値を式(5)に代入して得た値を表-9に示す。表-8より供試体WSC01とWSC05は、外側鋼管と外側コンクリートの平均拘束応力は概ね等しく、供試体WSC05の内側鋼管の平均拘束応力は供試体WSC01の内側鋼管平均拘束応力よりも大きな値を示している。また、表-9に示した供試体WSC01の解析結果からは、内側鋼管降伏時と同様に、外側鋼管降伏時の、二重鋼管と外側コンクリートの平均拘束応力をCEB式に代入することによって内側コンクリートの軸圧縮応力を推定する方法は妥当であるといえる。しかし、外側鋼管降伏時においても、供試体WSC05のように内側鋼管の内側コンクリートに対する鋼材比が特に大きくなった場合にはCEB式による推定値は内側コンクリートの軸圧縮応力を過大に評価すると考えられる。

### 3. 引張耐荷性状

#### (1) 引張耐荷機構とそのモデル化について

プレストレスト二重鋼管コンクリートの内側コンクリートには、その中心に配置したアンボンドPC鋼棒を用いてポストテンション方式によってプレストレスが導入されており、この時点初期状態とする。その後引張力を与えると図-16に示すような非線形でありながら載荷除荷ともに同じ経路をたどる弾性的な荷重-変位関係を示す。図-16の剛性の第一段階では、PC鋼棒と内側コンクリートが引張力に対して抵抗する。図-16の点Aで内側コンクリートに導入されていたプレストレスが解放され、剛性の第二段階ではPC鋼棒のみが引張力に抵抗する。二重鋼管と引張治具の間(図-17のジョイントナットと外側鋼管添接板との間)に意図的に設けた隙間 $\Delta_1$ に、PC鋼棒の伸びが達した時点が図-

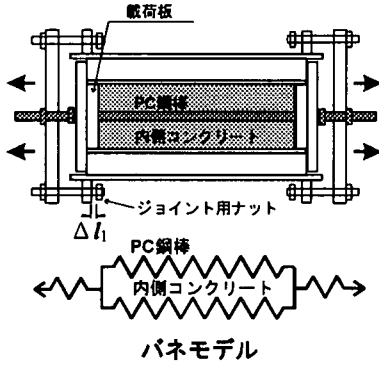


図-17 第一段階の弾性バネモデル

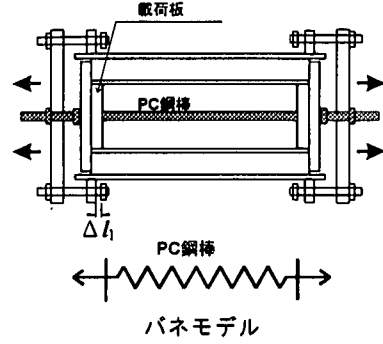


図-18 第二段階の弾性バネモデル

16の点Bである。点B以降は剛性の第三段階となり、PC鋼棒と外側鋼管が引張力に抵抗する。プレストレスト二重鋼管コンクリートでは、内側鋼管及びPC鋼棒と内側コンクリートの間の摩擦が無いと考えることができる。従って、内側コンクリートは、プレストレスの範囲内でのみ引張力に抵抗し、外側コンクリートは引張力を受け持たない。そして、PC鋼棒の伸びが $\Delta l_1$ を超えたときのみ外側鋼管が引張力を受け持つことができる。

引張力下において剛性が三段階に変化するプレストレスト二重鋼管コンクリートの引張力と伸びの関係を以下(a)~(d)に示す。なお、記号の意味は本節の最後に記す。

a) 初期状態

プレストレスト二重鋼管コンクリートは、内側コンクリートにプレストレスを導入した状態を初期状態とし、鋼管の長さやコンクリートのヤング係数が決定されている場合には内側コンクリートの断面積、PC鋼棒の断面積を変化させることによって第1段階目の剛性を調節し、プレストレス量を変化させることによって荷重 $P_0$  (図-16参照)を調節することができる。よって、プレストレスト二重鋼管コンクリートの剛性を決定する際には、まず初めにプレストレスを導入することによって生じる内側コンクリートの圧縮ひずみを求める必要がある。PC鋼棒の初期引張ひずみを $\epsilon_{pv}$ とするとプレストレス量 $F$ は、 $F = E_p A_p \epsilon_{pv}$ と表され、内側コンクリートの初期圧縮ひずみ $\epsilon'_{cv}$ は、式(6)で表される。

$$\epsilon'_{cv} = n(A_p/A_c) \epsilon_{pv} \quad (6)$$

ここに  $n = E_p/E_c$

b) 第一段階 ( $0 < P < P_0$ )

図-16におけるOA間では、引張力はPC鋼棒に伝達され図-17に示すような弾性バネモデルで表され、引張力 $P$ と伸び量 $\Delta l$ の関係は図-16のOAで示される。点

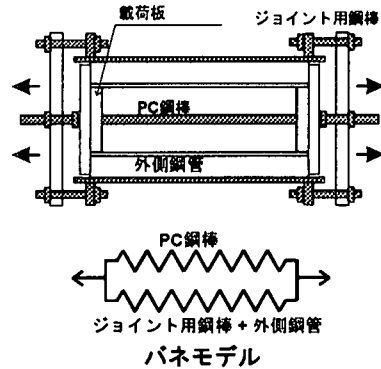


図-19 第三段階の弾性バネモデル

Aでの伸び量 $\Delta l_0$ は、内側コンクリートの初期ひずみを用いて式(9)で表され、そのときの引張力 $P_0$ は式(7)に式(8)、(9)を代入して求められる。なお、記号 $l_{in}$ と $l_{out}$ はそれぞれPC鋼棒のコンクリート中の長さとしてコンクリートの外にある部分の長さを表す。

$$P = \frac{(K_1 + K_2)K_3}{K_1 + K_2 + K_3} \Delta l_0 \quad (7)$$

ここに

$$K_1 = E_p A_p / l_{in} \quad (8a)$$

$$K_2 = E_c A_c / l_c \quad (8b)$$

$$K_3 = E_p A_p / l_{out} \quad (8c)$$

$$\Delta l_0 = l_{in} \epsilon'_{cv} \quad (9)$$

c) 第二段階 ( $P_0 < P < P_1$ )

AB間では、伸び量 $\Delta l$ が $\Delta l_1$ に達するまでPC鋼棒のみが引張力に抵抗し、図-18の弾性バネモデルで表され、このときの引張力 $P$ と伸び量 $\Delta l$ の関係は次式で表される。

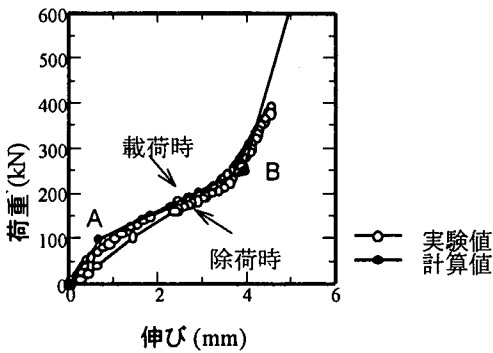


図-20 引張力-伸び関係

$$(P - P_0) = K_4 (\Delta l - \Delta l_0) \quad (10)$$

ここに、

$$K_4 = E_p A_p / l \quad (l = l_m + l_{out}) \quad (11)$$

点Bでの伸び量 $\Delta l_1$ は、図-17に示されるジョイントナットと鋼板の間のすき間で、その大きさは任意に設定することができる。PC鋼棒の伸びによりすき間がなくなったときが点Bである。点Bでの引張力 $P_1$ は式(10)に $\Delta l_1$ を代入して求められる。

#### d) 第三段階( $P_1 < P < P_2$ )

BC間では、図-17のジョイントナットが鋼板に接した後、ジョイント用PC鋼棒を介して引張力は外側鋼管に伝達され、PC鋼棒と外側鋼管の両方が引張力に抵抗する。これを弾性バネモデルで表すと図-19に示されるように、ジョイント用PC鋼棒と外側鋼管の直列のバネに対してはPC鋼棒の剛性が並列に作用している。この段階での引張力 $P$ と伸び量 $\Delta l$ との関係は式(12)で表される。

$$P - P_1 = \frac{K_4 K_5 + K_5 K_6 + K_6 K_4}{K_5 + K_6} (\Delta l - \Delta l_1) \quad (12)$$

ここに

$$K_5 = E_p A_p / l_{so} \quad (13a)$$

$$K_6 = E_{mj} A_{mj} / l_{mj} \quad (13b)$$

$E_p$ : PC鋼棒ヤング係数,  $A_p$ : PC鋼棒の断面積

$E_c$ : モルタルのヤング係数,  $A_c$ : 内側モルタルの断面積,

$A_{mj}$ : ジョイント用PC鋼棒の断面積

$l_{mj}$ : 鋼管の両側にあるジョイント用PC鋼棒の長さの和

## (2) 終局限界状態の定義

プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構の大きな特徴は引張力下においてトリリニアな剛性を示すことであり、それは引張力に抵抗する断面が全て弾性域内にあることで実現される。よって、その条件

が満足されなくなる外側鋼管降伏時あるいはPC鋼棒降伏時を引張力下におけるプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構の終局限界状態とする。

### (3) 終局限界状態の形式について

PC鋼棒と外側鋼管のいずれかが降伏した時点を終局限界状態としたが、PC鋼棒降伏と外側鋼管降伏のどちらが先行するかで終局限界状態後の荷重-変位関係が異なる。

#### a) PC鋼棒の降伏が先行した場合

引張力下のプレストレスト二重鋼管コンクリートのトリリニアな剛性の第一段階目は内側コンクリートにプレストレスを導入することにより得られるものであり、初期状態においてプレストレスト二重鋼管コンクリートにおけるPC鋼棒は初期ひずみ $\epsilon_{pv}$ をもっている。よって、PC鋼棒が降伏し塑性ひずみ $\epsilon_p$ を生じることは、有効プレストレス量の減少を意味しており、終局限界状態後に引張力がさらに増加しPC鋼棒に生じる塑性ひずみが $\epsilon_p \geq \epsilon_{pv}$ となった時点で第一段階目の剛性が消失し、バイリニア型の荷重-変位関係となる。

#### b) 外側鋼管の降伏が先行した場合

外側鋼管の降伏によって内側コンクリートに導入されたプレストレスが減少することはないが、外側鋼管が降伏することによって生じる塑性ひずみにより、第三段階目の開始点を定めるジョイントナットと鋼板との間のすき間を大きくする。したがって、第二段階目が広がる。

## (4) 実験

プレストレスト二重鋼管コンクリートの軸引張実験における供試体の作成にあたっては、充填コンクリートには軸圧縮載荷試験と同様に充填部の断面積が小さいためモルタルが用いられ、内側鋼管内面には二硫化モリブデン入りグリースが塗布された。また、プレストレスはアンボンドPC鋼棒を用いてポストテンション方式によって導入された。このような供試体を用いて、軸引張力下におけるプレストレスト二重鋼管コンクリートの試験が行われた<sup>1)</sup>。

## (5) 実験結果

本実験では引張力が直接与えられるのは図-17に示すように鋼板であり、ジョイント用PC鋼棒を介してプレストレスト二重鋼管コンクリートに引張力が伝達される。本実験の供試体においては、ジョイントPC鋼棒の伸びを含めて引張力下におけるプレストレスト二重鋼管コンクリートの伸びとする。図-20は、実験結果より得られたプレストレスト二重鋼管コンクリートの引張力と伸びの関係である。実験結果より第一段階目

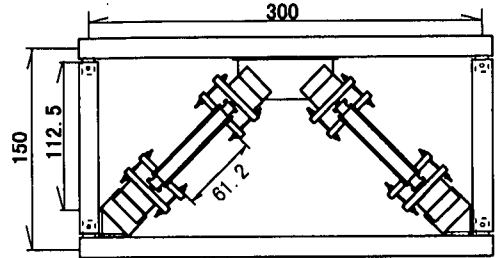
表-10 プレストレスト二重鋼管コンクリート断面寸法

$D_i$ (mm)	$t_i$ (mm)	$D_o$ (mm)	$t_o$ (mm)	$D_p$ (mm)
89.1	2.70	139.8	3.35	13.0

$D_i, D_o$ : それぞれ内側鋼管外径と  
外側鋼管外径

$t_i, t_o$ : それぞれ内側鋼管の厚さと  
外側鋼管の厚さ

$D_p$ : PC 鋼棒の直径



単位: cm

図-21 プレース架構供試体

表-11 柱, はりの断面寸法

寸法 (mm)			断面積 (cm <sup>2</sup> )	単位長さ当たり重量 (kgf/m)	断面二次モーメント (cm <sup>4</sup> )	
$H \times B$	$t_w$	$t_f$			$I_x$	$I_y$
150 × 150	7	10	40.14	31.5	1640	563

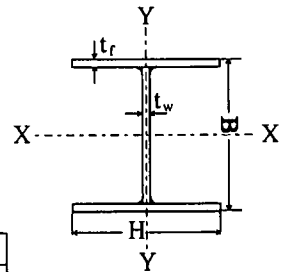
表-12 材料特性値

内側鋼管		外側鋼管		柱, はり		モルタル		
$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\nu$
29.14	175.4	342.7	208.6	299.0	212.6	19.6	19.8	0.2

$f_y$ : 鋼材の降伏点

$E_s, E_c$ : それぞれ鋼材とモルタルのヤング係数

$f'_c$ : モルタルの圧縮強度



から第三段階目まで実験値と計算値は良く一致している。本実験では測定される供試体の伸びがジョイント用ナットと外側鋼管の所定の間隔 $\Delta_i$ (図-17 参照)に達した時点でナットを締めることによって外側鋼管に引張力が伝達されるような方法を採用した。そのため、第三段階目への移行がスムーズに行われ、第三段階目の剛性が明確に現れた。また、いずれの供試体においても除荷経路は載荷経路に概ね一致し、プレストレスト二重鋼管コンクリートの引張力下における非線形かつ弾性的な性状が確認された。

#### 4. プレストレスト二重鋼管コンクリートを ブレース材として用いた場合の動的応答 特性について

##### (1) ブレース材への適用

プレストレスト二重鋼管コンクリートは、鉄骨構造における主要な耐震要素であるブレース部材として利用するために考案されたものである。構造物の耐震設計において、2つのレベルの地震に対して設計が課せられている場合が多い。まず、構造物の推定使用期間中

に1~2回発生すると考えられる程度の地震に対しては骨組は弾性を保ち、地震発生後、構造物の機能が速やかに回復することを目標としている。これに対し、まれにしか起こらない大地震に対して構造物が崩壊しないことが確かめられなければならない。このような大地震時には骨組は弾性域内を越えて塑性域にある。プレストレスト二重鋼管コンクリートをブレース部材として用いた場合の大きな特徴は、プレストレスト二重鋼管コンクリートの引張力下の履歴曲線が非線形でありながら載荷、除荷時ともに概ね同じ経路を通ることである。プレストレスト二重鋼管コンクリートを図-21に示すようなK型あるいはX型ブレースとして用いると正負交番荷重下において、常に2本のブレースの内いずれか一方が引張材、もう一方が圧縮材として機能することによってプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構は正負交番荷重に対してトリリニアな復元力特性を示す。

本研究ではプレストレスト二重鋼管コンクリートに静的な正負交番繰返し荷重を与える基礎的実験の結果に基づいてプレストレスト二重鋼管コンクリートをブレース材として用いた場合の動的応答特性を解析的

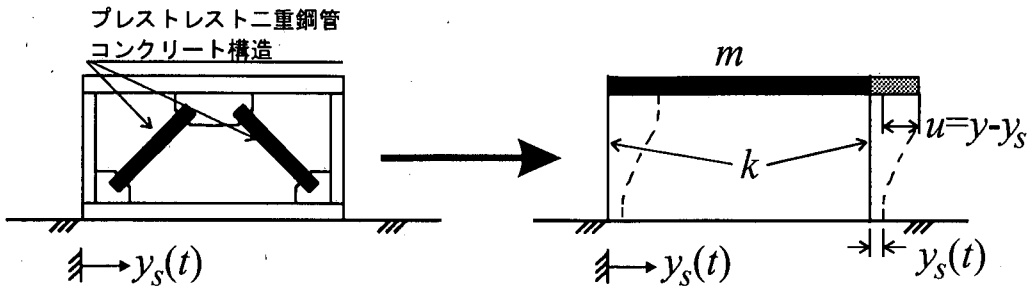


図-22 プレース架構の1質点系へのモデル化

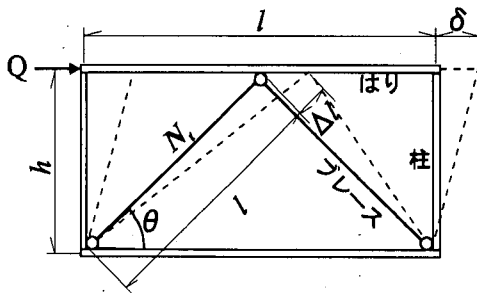


図-23 K型ブレース架構の水平力と変位

に明らかにする。その際に、非線形弾性の復元力特性を持つプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース付き架構の動的応答特性を従来の鉄骨組構造の動的応答特性と比較するために、線形弾性振動系と弾塑性振動系の動的応答解析を行った。なお、動的応答解析の手法には線形加速度法を用いた。

### (2) 解析供試体について

本研究は、プレストレスト二重鋼管コンクリートをブレース材として利用する場合の動的応答特性を明らかにすることが目的であり、多層多スパン構造物全体の動的特性及び崩壊機構等に関しては対象ではない。したがって、図-21に示すような一層一スパンのK型ブレース架構を解析供試体として用いた。柱、はりとはプレストレスト二重鋼管コンクリートの断面寸法をそれぞれ表-10と表-11に材料特性値を表-12に示す。また、供試体FRM01の第一段階の剛性に等しい剛性をもつ線形弾性系の解析供試体LO1とバイリニア型復元力特性を持つ弾塑性系の解析供試体NL01を用いて解析を行い、プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構供試体の動的応答特性との比較を行う。

### (3) 解析の概要

ブレース架構供試体をモデル化する際に、以下に挙

げるいくつかの仮定を設ける。はりの軸方向変形について、同一層にある節点の水平変位は等しいと考えこれを無視し、柱の軸方向変形についても無視するほど小さいものと仮定する。各部材の接合部の境界条件については、両端ピンと仮定しブレース材には軸力のみが作用するものとして扱う。以上の仮定に基づいてプレストレスト二重鋼管コンクリートを含むブレース架構を図-22に示すような1質点系にモデル化する。

プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構の動的応答解析において非線形性を示すのは、バネ剛性の大きさ  $k$  のみである。バネ剛性の大きさ  $k$  を求める際には式(14)のように各部材の剛性をそれぞれ求めた後にそれらを重ね合わせることにした。

$$k = k_t + k_c + k_f \quad (14)$$

ここに、 $k$ : 水平力に対するプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構の剛性

$k_t, k_c$ : それぞれ水平力に対して架構内での引張材及び圧縮材として作用するプレストレスト二重鋼管コンクリート構造の剛性

$k_f$ : 水平力に対するフレームの剛性

次に、ブレース材の特性をより明確に現すためにフレームをピン接合により  $k_f = 0$  と仮定し、 $k_t$  と  $k_c$  のモデル化を示す(図-23参照)。水平力  $Q$  と水平変位  $\delta$  の関係は水平剛性  $k$  を用いて式(15)によって表される。引張ブレース材に生じる軸力を  $N_t$ 、圧縮ブレース材に生じる軸力を  $N_c$  とするとブレース材の軸力と軸変位  $\Delta l$  の関係は引張ブレース材の軸剛性  $D_t$  と圧縮材の軸剛性  $D_c$  を用いて式(16a)によって表され、式(16b)を得る。

$$Q = k\delta \quad (15)$$

$$N_t = D_t \Delta l, \quad N_c = D_c \Delta l \quad (16a)$$

$$N_t + N_c = (D_t + D_c) \Delta l \quad (16b)$$

水平力と軸力の関係は式(17)で表され、水平変位と軸方向変位の関係は式(18)で表される。式(17)と式(18)を式(16b)に代入すると式(19)が得られる。式(15)と式(19)よ

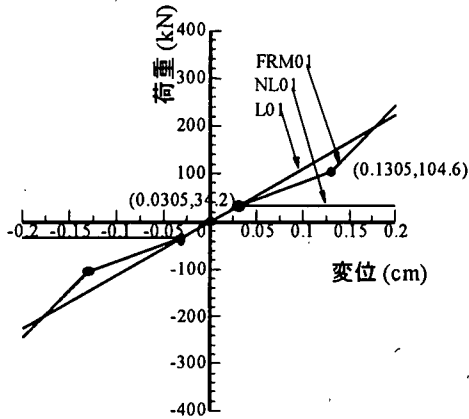


図-24 供試体 FRM01 の履歴曲線

り架構の水平剛性は、式(20)で表される。

$$N_t + N_c = Q / \cos \theta \quad (17)$$

$$\Delta l = \delta \cos \theta \quad (18)$$

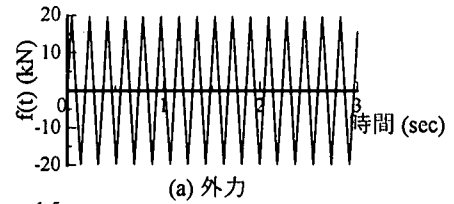
$$Q = \{(D_t + D_c) \cos^2 \theta\} \delta \quad (19)$$

$$k = (D_t + D_c) \cos^2 \theta \quad (20)$$

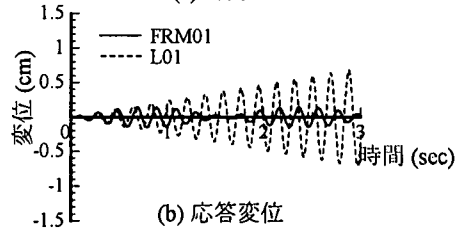
以上のような計算方法に従って得られた解析供試体 FRM01 の復元力特性を図-24 に示す。図中の NL01 と L01 で示される曲線はそれぞれ供試体 FRM01 の動的応答との比較を行うための弾塑性性と線形弾性振動系の履歴特性である。

#### (4) 質点に加力した場合の計算例

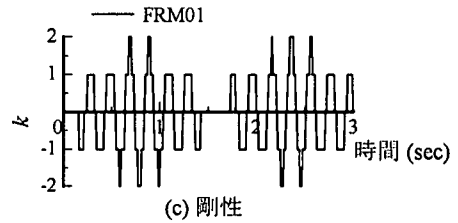
プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構はバネ剛性が三段階に変化する。これは固有振動数あるいは固有周期が三段階に変化すると言い換えられる。ここでは供試体 FRM01 の第一段階のバネ剛性を用いて求めた固有振動数と等しい振動数の外力を質点に与えた場合の解析結果を示す。なお、質点の質量を上はりの質量 99.3kg (表-11 参照) と仮定し、第 1 段階目の架構の剛性 1120kN/cm (図-24 参照) を用いて求めたプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構第一段階目の固有周期は 0.185sec である。図-25 は応答変位が第三段階以内で振動するような大きさの外力を与えた結果である。図-25(c) の縦軸  $k$  は、その値が 0 のときは供試体が第一段階目の剛性の範囲内で振動しており、 $k = \pm 1$  のときは第二段階目、 $k = \pm 2$  のときは第三段階目の範囲内で振動していることを表している。本研究では粘性減衰を考慮していないため、解析供試体 L01 の固有振動数と外力の振動数が等しく共振により応答変位が発散する。供試体 FRM01 は粘性減衰を無視した条件下の解析においても、図-25(b) に示されるように応答変位は発散することなく増加と減少を繰り返す。



(a) 外力



(b) 応答変位



(c) 剛性

図-25 供試体 FRM01 の質点加力の解析結果

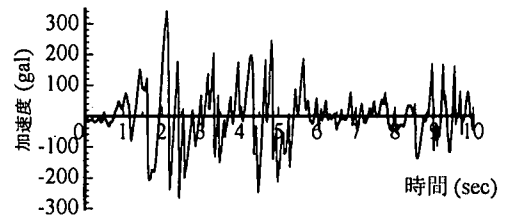


図-26 El Centro 地震 1940 の加速度歴

返す。これは、プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構は固有周期を三段階に変化させることによって外力との共振を防ぐことができる特徴を示すものである。なお、第二段階目と第三段階目の固有周期はそれぞれ 0.234sec と 0.138sec である。

#### (5) 基礎に加振した場合の計算例

供試体 FRM01 を基礎加振した場合の解析として El Centro 1940 の地震波を与える。図-26 は El Centro 1940 の最初の 10 秒間での地震波の加速度歴<sup>12)</sup>を示している。図-27 は一つの解析例として図-26 に示す加速度を、その大きさを 0.1 倍にして基礎に与えた場合の解析結果で、供試体 FRM01 の応答変位は弾性振動系供試体 L01 に比べるとやや大きい値を示している。弾塑性振動

表-13 シリーズAの解析パラメータ

解析番号	$k_2/k_1$	$k_3/k_1$	$\delta_1$ (cm)	$\delta_2$ (cm)
SPEC-01	1/1.1	1.0	0.1	0.5
SPEC-02	1/1.2	1.0	0.1	0.5
SPEC-03	1/1.4	1.0	0.1	0.5

表-14 シリーズBの解析パラメータ

解析番号	$k_2/k_1$	$k_3/k_1$	$\delta_1$ (cm)	$\delta_2$ (cm)
SPEC-02	1/1.2	1.0	0.1	0.5
SPEC-21	1/1.2	2.0	0.1	0.5
SPEC-22	1/1.2	3.0	0.1	0.5

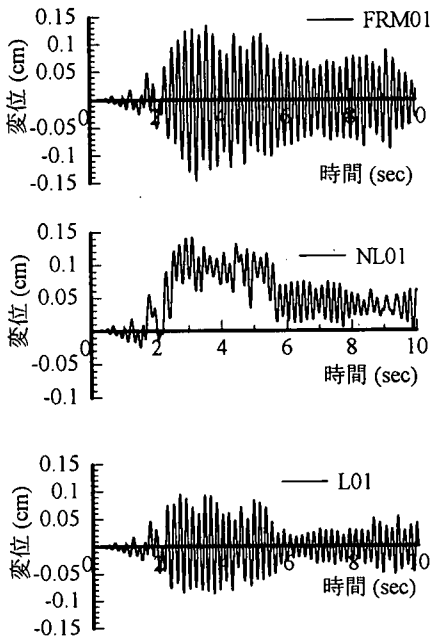


図-27 供試体FRM01にEl Centro地震1940の加速度を0.1倍して与えた場合の解析結果

系供試体NL01でもL01に比べて応答変位が大きく塑性変形も大きく生じている。

### (6) 最大応答変位について

プレストレスト二重鋼管コンクリートをブレース材として用いた場合の計算例では、剛性の第一段階目と第二段階目で架構の固有周期が変化することによって、動的荷重に対して安定した応答変位が得られることを示した。

本節ではプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構のより一般的な応答性状を明らかにするために、El Centro 1940の地震波に対する一自由度線形系とプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構の変位応答スペクトルの比較を行う。

#### a) プレストレスト二重鋼管コンクリートの固有周期について

プレストレスト二重鋼管コンクリートをブレース架構として用いた架構の層間変位と水平力の関係は、正負交番荷重下において、図-28のように圧縮力下と引張り力下で対称となり、それぞれトリリニア曲線となる。

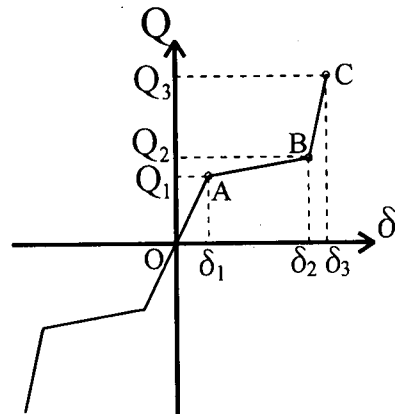


図-28 プレストレスト二重鋼管コンクリートをブレース材として用いた架構の荷重-変位関係

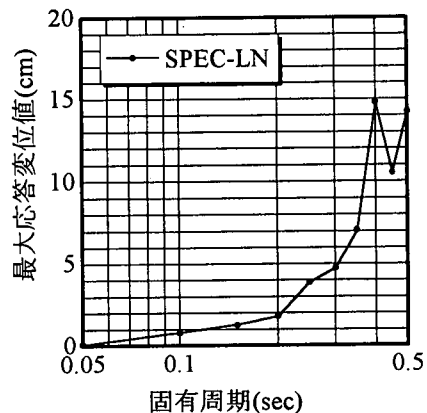


図-29 一自由度線形系における変位応答スペクトル

変位応答スペクトルを求めるにあたり固有周期の最大値を決定するために、目安としてプレストレスト二重鋼管コンクリート構造の長さを最大で供試体FRM01の5倍の300cm、質点系の質量を供試体FRM01の解析に用いた値の2倍と仮定した。すなわち、供試体FRM01と断面の寸法およびコンクリートの材料特性が同じ場合、剛性が約5倍、質量が2倍であるので固有周期は供試体FRM01の約 $\sqrt{10}$ 倍となる。このとき、剛性第一

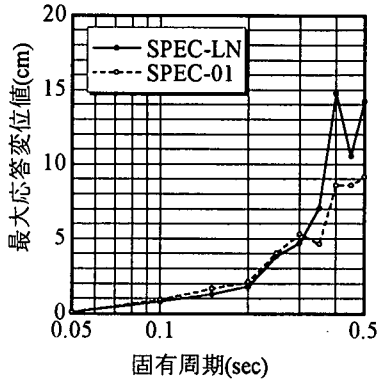


図-30 SPEC-01 の最大応答変位

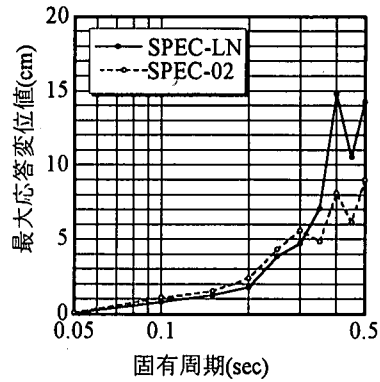


図-31 SPEC-02 の最大応答変位

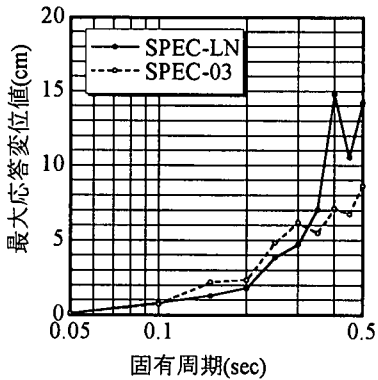


図-32 SPEC-03 の最大応答変位

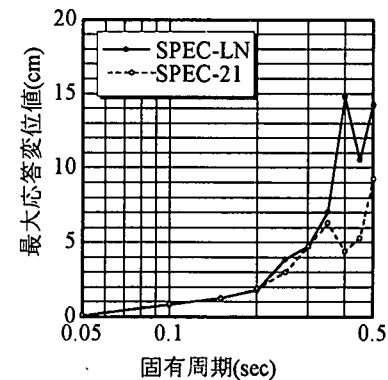


図-33 SPEC-21 の最大応答変位

段階の固有周期は約0.5秒となり、固有周期が0.5秒までの範囲で変位応答スペクトルの比較を行う。

#### b) 一自由度線形系の応答スペクトル

プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構の変位応答スペクトルとの比較の基準となる一自由度線形系の変位応答スペクトルを図-29に示す。

#### c) 解析変数

図-29に示す一自由度線形系の変位応答スペクトルとの比較を行うためにシリーズAとシリーズBの2通りの検討を行った。いずれの解析においても、一自由度線形系の固有周期  $T$  とプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構の剛性第一段階目の固有周期  $T_1$  が等しくなるように  $k_1$  を定めた。なお、 $\delta_1$  は0.1cmで一定とした。

以上の条件下において、シリーズAは  $k_2/k_1$ 、シリーズBは  $k_3/k_1$  を変化させた。表-13, 14にそれぞれの解析パラメータを示す。

#### d) 解析結果

表-13, 14の解析パラメータを用いて行われた非線形動的応答解析によって得られたプレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構のEl Centro 1940地震の加速度歴(図-26参照)に対する応答変位スペクトルを図-30~34に示す。

シリーズA(図-30~32)では、剛性第二段階と第一段階の剛性比  $k_2/k_1$  の違いによる最大応答変位の差は明確に現れなかったが、固有周期の短い領域では最大応答変位は大きくなり、固有周期の長い領域では最大応答変位は小さくなった。つまり、プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース架構は線形系に比べて、固有周期の変化にともなう最大応答変位の変動が小さく、これは、二つの大きさの剛性を持っているからだと考えられる。

シリーズB(図-31, 33, 34)は第三段階目の剛性を変化させた場合である。この場合、固有周期がどの範囲においても最大応答変位は小さく抑えられた。このよ



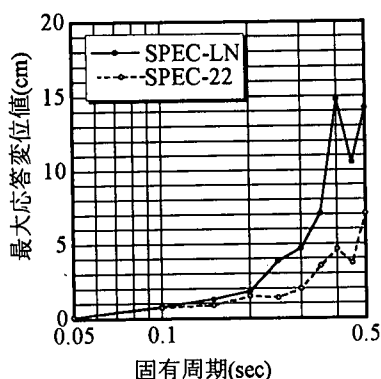


図-34 SPEC-22の最大応答変位

うな結果は、第三段階目の剛性を大きくした場合にプレストレストコンクリート充填二重鋼管ブレース架構の線形系に対する等価な固有周期が短くなるために得られたものだと考えられる。

以上、シリーズ A の結果より、第二段階目の剛性を小さくすることによって、固有周期が短い場合の最大応答変位はわずかに大きくなったが、固有周期が長い場合の最大応答変位が小さく抑えられた。また、シリーズ B の結果より、第三段階目の剛性を大きくすると、固有周期が短い場合においても最大応答変位が小さくなった。

## 5. おわりに

本研究で得られた成果を以下に示す。

- 1) プレストレスト二重鋼管コンクリート構造の圧縮実験結果より、二つの終局限界状態を定義できる特殊な荷重-変位関係を得た。また、三次元弾塑性破壊モデル<sup>3),4)</sup>を導入した有限要素解析によって、プレストレスト二重鋼管コンクリートの圧縮荷重-変位関係を推定できることが示された。
- 2) 外側コンクリート(内側鋼管と外側鋼管との間のコンクリート)が、1%を越える引張りひずみを受けてもひび割れず、一軸圧縮強度の数倍の圧縮応力を半径方向に受けても破壊しないことが実験で確認された<sup>9)</sup>。有限要素解析によれば外側コンクリートがコンクリート充填二重鋼管の荷重が小さい段階ではフープテンションによる内側コンクリートへの拘束効果を示し、荷重が大きくなると逆に周方向に圧縮応力が作用することが示された。
- 3) 二重鋼管と外側コンクリートの平均拘束応力を CEB の拘束されたコンクリートの強度推定式に適用し、

内側鋼管降伏時と外側鋼管降伏時の内側コンクリート強度、すなわち内側コンクリートの圧縮応力を推定できることが明らかになった。ただし、内側コンクリートに対する内側鋼管の体積比が 11.7%と大きい場合には、CEB 式によると内側コンクリートの強度増加を大きめに評価する結果を得た。

4) 引張力下においてプレストレスト二重鋼管コンクリートは、荷重の増加にもなって剛性が三段階に変化し、除荷時に載荷時と同じ経路をたどることが実験的に証明され、三つの剛性をそれぞれ弾性バネモデルによってほぼ正確に算定することができることも検証された。

5) 本研究では、圧縮力下と引張力下のそれぞれの荷重-変位関係(履歴曲線)を用いて、プレストレスト二重鋼管コンクリートをブレース材として一層一スパンの柱・はり鉄骨フレーム内に組み込んだときのフレーム全体を一質点系にモデル化した。モデル化された一質点のトリリニアな剛性を持つ非線形弾性振動系に対し線形加速度法を用いた動的応答解析を行い、線形弾性系と弾塑性系の解析結果との比較が行われた。その結果、フレームの剛性が第二段階で低下することはフレームの固有周期が長くなることに等しく、第一段階目での固有周期に近い周期の加速度が与えられた場合にも共振による発散振動を防ぐことができ、剛性の低下を示さない弾性系よりも応答変位を小さく抑えられることが示された。また、El Centro1940 の地震波を用いて固有周期が 0 から 0.5 秒までの変位応答スペクトルを求め、一自由度線形系の変位応答スペクトルとの比較を行った結果、第二段階目の剛性を小さくすることによって、固有周期が概ね 0.3 秒より長い場合の最大変位応答を小さく抑えることができ、第三段階目の剛性を大きくすると、固有周期が概ね 0.3 秒より短い場合の最大変位応答も小さく抑えることができることが明らかになった。

6) 本研究では、プレストレスト二重鋼管コンクリートを K 型ブレース材として用いた場合の応答が解析的に示されたが、本構造を実構造物に適用するためには、プレストレスト二重鋼管コンクリートとフレームとのジョイント部に改良の余地があり、その開発が必要である。

謝辞：本研究を行うにあたり北海道大学大学院工学研究科 佐藤靖彦博士に貴重なご助言を賜りました。ここに謝意を表します。また、本研究は斎藤記念プレストレストコンクリート奨励基金を受けて行ったものである。ここに謝意を表します。

## 参考文献

- 1) Pantaratom, N. : Finite element analysis on shear resisting mechanism of RC beam, Dissertation of the University of Tokyo, 1991.
- 2) 風野裕明：非線形有限要素解析を用いた RC スラブの押抜きせん断強度に関する研究, 北海道大学修士論文, 1993.
- 3) Maekawa, K. , Takemura, J. , Irawan, P. , and Irie, M. : Continuum fracture in concrete nonlinearity under triaxial confinement, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, No.460/V-18, pp.113~122, 1993.
- 4) Maekawa, K. , Takemura, J. , Irawan, P. , and Irie, M. : Plasticity in concrete nonlinearity under triaxial confinement, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, No.460/V-18, pp.123~130, 1993.
- 5) Maekawa, K. , Takemura, J. , Irawan, P. , and Irie, M. : Triaxial elasto-plastic and fracture model for concrete, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, No.460/V-18, pp.131~138, 1993.
- 6) Irawan, P. , and Maekawa, K. : Strength and damage analysis of concrete confined by steel casing, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, No.472/V-20, pp.97~106, 1993.
- 7) Irawan, P. , and Maekawa, K. : Three-dimensional analysis on strength and deformation of concrete confined by lateral reinforcement, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, No.472/V-20, pp.107~118, 1993.
- 8) 今野克幸, 上田多門, 角田與史雄, 大平雅司：コンクリート充填式二重鋼管柱の圧縮特性の実験的評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第 16 巻, 第 2 号, pp.1229~1234, 1994.
- 9) Cai, S. H. : Ultimate strength of concrete-filled tube columns, Composite Construction in Steel and Concrete, ASCE, pp.702-727, 1988.
- 10) CEB-FIP : CEB-FIP MODEL CODE 1990, 1993.
- 11) 荒木敏光, 今野克幸, 上田多門, 角田與史雄, 大平雅司：引張力を受けるコンクリート充填式二重鋼管構造の変形特性について, 土木学会北海道支部論文集, 第 51 号(A), pp.516~519, 1995.
- 12) Paz, M. : Microcomputer-aided Engineering Structural Dynamics, 丸善, 1989.

(1997. 9. 16 受付)

## A STUDY ON MECHANICAL PROPERTY OF PRESTRESSED CONCRETE ENCASED BY DOUBLE STEEL TUBES SUBJECTED TO AXIAL FORCES

Katsuyuki KONNO, Tamon UEDA, Yoshio KAKUTA and Masaji OHIRA

Concrete column encased by double steel tubes (WSC) which are arranged concentrically is studied. Inner concrete is prestressed by prestressing bar arranged at the center of column section. Tensile force is carried by inner concrete, prestressing bar and outer steel tube, while compressive force is carried by inner concrete confined by both double steel tubes and outer concrete.

In this study mechanical property of WSC subjected to axial forces is clarified by experiment and finite element analysis. The dynamic analysis of the frame braced by concrete columns which is encased by double steel tubes was also conducted. The frame, which is nonlinear elastic system, was observed to be superior to elasto-plastic and linear elastic systems.