

III-6-2 変形性能に基づく地中構造物の耐震設計法に関する試験調査②

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 14～平 17

担当チーム：耐震チーム

研究担当者：運上茂樹，小林寛，岡田太賀雄

【要旨】

近年の都市道路トンネルや大深度地下構造物の建設計画を背景として，大規模地中構造物の耐震設計法の確立が求められているため，大規模地中構造物の変形量に基づく地中構造物縦断・横断方向の耐震性能を明らかにすることを目標として，大型 RC ディープビーム部材のせん断耐力実験および地中構造物の縦断方向に関する解析的研究を行った．地中構造物の RC 壁部材のせん断応力に及ぼす寸法効果を確認するとともに，せん断補強筋の効果を一明らかにし，せん断耐力の評価法を提案した．さらに縦断方向の解析法について，FEM モデルと同程度の評価結果が得られる梁ばねモデルを用いた解析手法を提案し，大規模地中構造物の耐震設計法についてとりまとめた．

キーワード：地中構造物，耐震設計法，応答変位法，ディープビーム，軸ひずみ伝達特性

1. はじめに

近年の都市道路トンネルや大深度地下構造物の建設計画を背景として，大規模地中構造物の耐震設計法の確立が求められている．このため，本研究は大規模地中構造物の非線形挙動を踏まえた耐震性能評価法を提案することを目標として実施するものである．

平成 14 年度から 17 年度にかけて，変形量に基づく地中構造物縦断・横断方向の耐震性能を明らかにするため，地中構造物の縦断方向に関する解析的研究および大型 RC ディープビーム部材のせん断耐力実験を行った．

過去に実施した解析的研究により地中構造物横断面のせん断変形量の応答特性を明らかになったことを受けて，合理的なせん断耐力評価手法を実験的に検討し，有効高が 0.4m～1.4m の部材において，最大耐力時の平均せん断応力は有効高の $1/3$ 乗に比例して低下する，寸法効果を確認するとともに，せん断スパン比 1.5 の部材におけるせん断補強筋の効果を明らかとした．

さらに地中構造物縦断方向の耐震性能の評価法を，FEM モデルと梁ばねモデルによるパラメトリック解析により検討し，梁ばねモデルにおいても地盤と構造物間に滑りを考慮することにより，断面力算出において重要な軸ひずみ伝達率や継手変形量の評価の精度が FEM モデルと同等の結果が得られることを明らかにした．

以上の成果を踏まえて，大規模地中構造物の耐震設計法の骨子を取りまとめた．

2. 研究方法

2.1 大型 RC ディープビーム部材を用いたせん断載荷試験

2.1.1 実験供試体

実験は有効高 d およびせん断補強鉄筋の有無をパラメータとし，図-1 および表-1 に示す 9 体の梁供試体を用いた．主鉄筋として SD345 の D22～D41，せん断補強鉄筋として SD295 の D13～16 を用いたほか，せん断補強筋を持たない供試体にはゲージ保持用に SD295 の D4～D6 ダミー鉄筋を配置した．

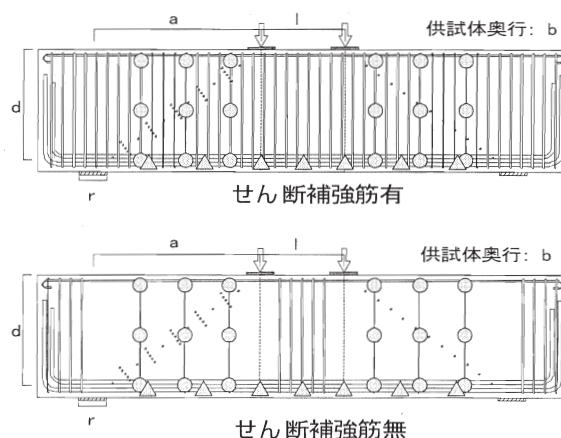


図-1 供試体配筋図およびゲージ配置図

表-1 供試体諸元

供試体名	B10D	B10.3D	B13	B13R	B14	B15	B16	B17	B18
主鉄筋比 P[%]	2								
有効高 d[mm]	400	600	800	800	1,000	1,200	1,400	1,000	1,400
供試体高 h[mm]	475	675	905	905	1,105	1,305	1,505	1,105	1,505
供試体幅 b(=0.6d)[mm]	240	360	480	480	600	720	840	600	840
せん断スパン a(=1.5d)[mm]	600	900	1,200	1,200	1,500	1,800	2,100	1,500	2,100
せん断スパン比 a/d	1.5								
載荷板幅=支承板幅 r(=0.25d)[mm]	100	150	200	200	250	300	350	250	350
載荷板間隔 l(=0.75d)[mm]	300	450	600	600	750	900	1,050	750	1,050
せん断補強鉄筋比 Pw[%]	0								0.4
コンクリート圧縮強度 fcc[MPa]	23.04	31.15	31.63	24	30.95	27.02	27.31	28.72	23.5
主鉄筋降伏強度 fsty[MPa]	393.52	371.69	398.09	398.3	401.77	401.77	393.91	401.77	397.46
せん断補強鉄筋降伏強度 fswy[MPa]								347.15	344.31
最大荷重 P[kN]	747	1,800	2,985	2,300	3,969	5,390	5,975	5,214	8,369

2.1.2 載荷方法および計測

載荷装置は独立行政法人土木研究所の30MN大型構造部材万能試験機を用い、図-2に示す方法で載荷を行った。

せん断補強筋の歪みを計測する鉄筋ゲージ位置を図-1中に○印で、引張側主鉄筋の歪みを計測するゲージ位置を図-1中に△印で示す。また一部の供試体には文献1)に倣い圧縮ストラットに沿ってゲージを貼付したアクリルバーをコンクリート中に配置し、コンクリート圧縮歪みも計測した。変位計は供試体下面に7箇所設置して全体の変形を把握したほか、せん断支間内にはせん断変位計も設置した。

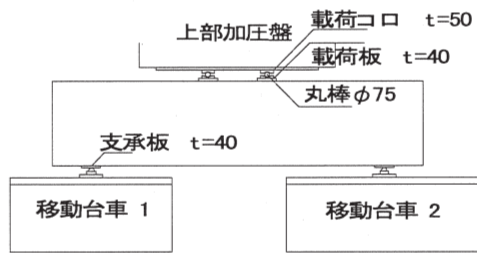


図-2 載荷方法

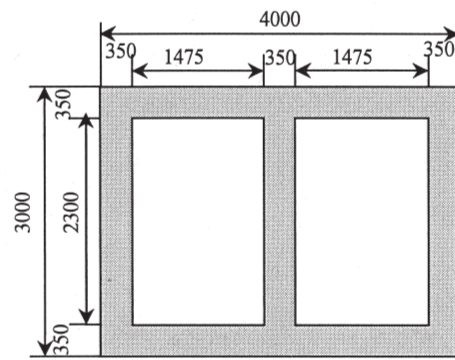


図-3 解析対象線状地中構造物の横断面 (1層2室共同溝)

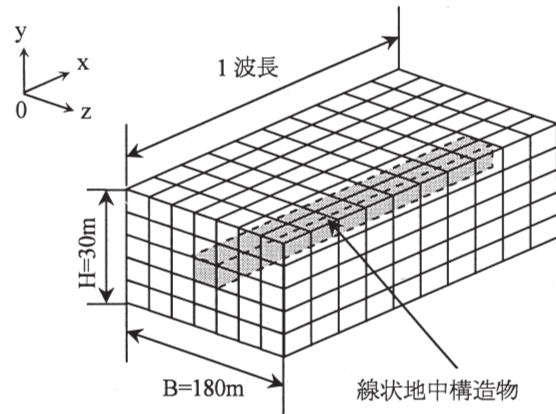


図-4 表層地盤および線状地中構造物の FEMモデルの概念図

2.2 縦断方向の軸ひずみ伝達率に関する解析

2.2.1 FEMモデル

レベル2地震動時には大規模な地盤変位および地盤ひずみが生じ、地盤と構造物間の滑りを考慮する必要があると考えられる²⁾。図-3に示す横断面を持つ共同溝を対象に、3次元FEMモデルによる縦断方向の軸ひずみ伝達特性について検討を行う。FEMモデルの概念図を図-4に示す。表層地盤および構造物を8節点6面体ソリッド要素として一体化したモデルである。構造物の弾性係数については軸剛性が等価となるように変更した。なお、軸方向の鉄筋量は

一般に少ないので剛性は考慮していない。単位体積重量についてもソリッド要素として等価となるようにした。ポアソン比についてはコンクリート相当とし $\nu_s=0.167$ とした。

地盤と構造物間の滑りを考慮するため、地盤と構造物が接する節点に、Mohr-Coulombの式により算出したせん断強度 τ_y とするバイリニアばね要素をモデル化した。

$$\tau_y = c_j + \sigma_n \tan \phi_j \quad (1)$$

ここに、 c_j : 付着力, σ_n : 垂直応力 (圧縮を正),
 ϕ_j : 摩擦角 (=30°)

現行の共同溝設計指針³⁾を参考に、軸方向の正弦波地盤変位を地震荷重として与える。表層地盤の地震時せん断波速度 S_v として兵庫県南部地震クラスの地震動として $S_v=90\text{cm/sec}$ 、構造物の軸方向の地盤ひずみが最大となる入射角 $\theta=45^\circ$ を仮定した。上記条件より表層地盤の地震時最大振幅は15cmとなる。FEMモデルについてはモデルの対称性と地震荷重の载荷条件を考慮し、1/4モデルとし1/2波長の地盤変位を作用させた。継手は、図-5に示すように継手長を20mmとし、地盤・共同溝と同じ8節点6面体ソリッド要素でモデル化し、継手間隔は30mとし、無限長である構造物から1波長分のみモデル化していることを考慮し、側方境界に対して対象となるように配置した。また、上記ケースを基本ケースとし、地盤変位波長、地盤剛性、地震動の大きさ、滑り強度が軸ひずみ伝達率に及ぼす影響について検討する。解析ケースを表-2に示す。

2.2.2 弾性床土はりモデル

従来の弾性床土はりモデル (以下梁ばねモデル) においても滑りを考慮できるようなモデル化を検討する。図-6に滑りを考慮する場合の梁ばねモデルの概念図を示す。地盤ばね k_a はFEMモデルで強制変位させて得られる周辺地盤の反力から算定し、函体間の相互作用を考慮するため継手部の地盤ばねを両端で共有し、滑りを考慮するばねを設定した。また、従来の地盤ばねは、ある地点の地盤反力とその地点の地盤変位により定まるといった仮定に基づいているが、滑りが生じる場合には地盤の連続性を考慮する必要があると考えられるため、地盤節点間にもばねを付加した。滑りばねについては滑り強度をFEMモデルと同様に設定し、地盤節点間ばね k_b については文献4)を参考に(2)式を用いて設定した。FEMと同様のケースを解析し、その適用性について検討する。

$$k_b = \frac{8EH}{\pi^2 l} \quad (2)$$

ここに、 E : 表層地盤の弾性係数,
 l : モデル化する地盤の軸方向長さ

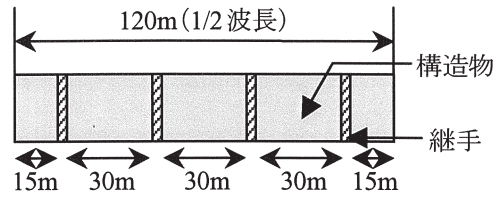
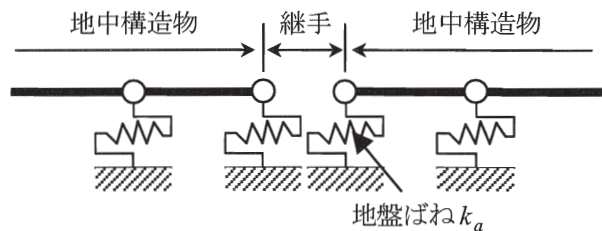


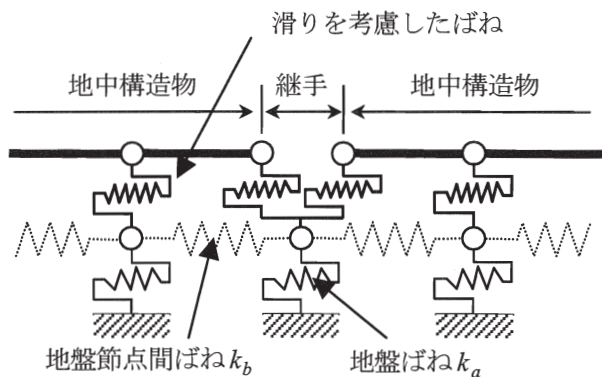
図-5 継手の配置

表-2 解析ケース

Case	速度応答 スペクトル S_v (cm/sec)	地盤のせん 断波速度 V_s (m/sec)	地盤変位 の波長 L (m)	土質 付着強度 c_j (kN/m ²)	
1	90	100	240	100	
2					150
3					
4			100		120
5					480
6	120	100	240	0	
7	90		240		



(a) 従来の梁ばねモデル



(b) 滑りを考慮した梁ばねモデル

図-6 梁ばねモデルの概念図

3. 研究結果

3.1 大型RCディープビーム部材を用いたせん断 载荷試験結果

3.1.1 クラック発生パターンと荷重変位関係

(1)せん断補強筋の無いモデル

各供試体とも载荷荷重が上がるにつれて曲げクラ

ック、せん断クラック、支点外側に供試体上方から伸びるクラックの順に発生した後、最大荷重に至った。

せん断補強筋のないモデル7体のうち、B10Dを除く6体については、初期に発生したストラット内側のクラックが成長し続け、ある荷重でストラット全長にわたる新しいクラックが一気に発生して荷重が低下するパターンとなった。この時に載荷板間のコンクリートにクラックが発生するもの(B10D, B10.3D, B13R, B1)と、しないもの(B13, B14, B16)があった。代表例として図-7にB15、図-8にB14供試体の最大耐力時直後のクラック図を示す。また前者のパターンの4体分について、供試体中央部の鉛直変位と載荷荷重の関係を図-9に、後者のパターン3体分について同じく荷重-変位関係を図-10に示す。

図-9より、最大荷重に至る前に載荷板間にクラックが発達した供試体は、最大荷重付近で高い荷重を保持したまま変位が増大しており、せん断破壊に典型的な脆性破壊とは違うことがわかる。一方、載荷板間のクラックが発達しない供試体は、最大荷重まで荷重が伸びた後に急激に破壊し、同時に荷重低下を起こしていることがわかる。

特にB10Dは、ストラット内側のクラックに引き続いてストラット上のクラックが伸長するとともに載荷板間のクラックが発達し、図-9に見られるようにねばりのある破壊形態といえるものであった。図-11にB10D供試体の最大耐力時直後のクラック図を示す。

(2)せん断補強筋を有するモデル

せん断補強筋を有する2体についてはストラット内側に発生した初期クラックが十分成長しないうちに、その外側に徐々に別のクラックが発生し続け、ある時点でそれらのうち最も外側のものが大きく伸長した後荷重低下を起こすパターンとなった。代表例として図-12にB17供試体の最大耐力時直後のクラック図を、図-13に両供試体の荷重-変位関係を示す。図-13には比較のため、同じ寸法を持ちせん断補強筋を持たないB14およびB16の結果も表示する

両図よりせん断補強筋を有することで最大耐力が増大すること、クラックが分散されること、最大荷重を超えて一旦荷重低下が起きた後、ねばりを発揮することが明白にわかる。

3.1.2 耐力算定式と最大耐力の比較

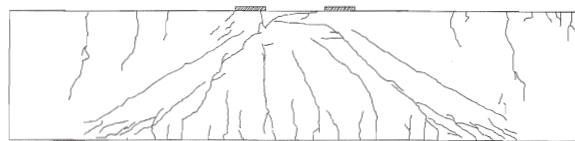


図-7 B15 供試体最大耐力時クラック図



図-8 B14 供試体最大耐力時クラック図

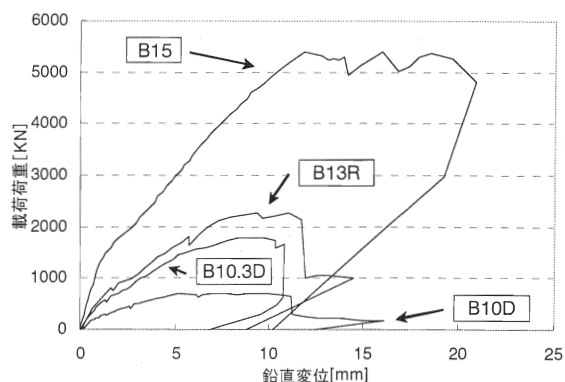


図-9 荷重-変位関係

(載荷板間クラックが発生した供試体)

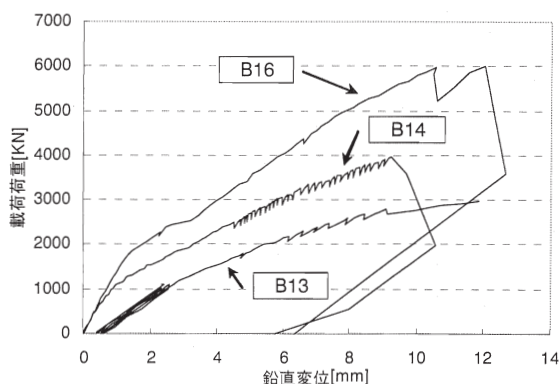


図-10 荷重-変位関係

(載荷板間クラックが発生しない供試体)

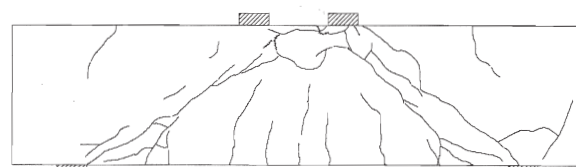


図-11 B10D 供試体最大耐力時クラック図



図-12 B17 供試体最大耐力時クラック図

表-3 実験最大荷重と評価式の比較

供試体名	B10D	B10.3D	B13	B13R	B14	B15	B16	B17	B18
最大荷重P[KN]	747	1,800	2,985	2,300	3,969	5,390	5,975	5,214	8,369
最大荷重/2[KN]	373.5	900.0	1,492.5	1,150.0	1,984.5	2,695.0	2,987.5	2,607.0	4,184.5
道路橋示方書IV[KN]	166	373	604	562	841	1,132	1,497	1,282	2,270
コンクリート標準示方書 [KN]	164	388	647	564	946	1,216	1,601	1,676	2,872
コンクリート標準示方書 改訂資料[KN]	254	699	1,255	1,044	1,932	2,542	3,484	2,603	4,540

各供試体について道路橋示方書IV下部構造編⁵⁾、土木学会コンクリート標準示方書⁶⁾および同改訂資料⁷⁾によるディープビーム部材式を用いて耐力を計算し、実験結果と比較した結果を表-3に示す。ここで耐力計算における材料強度は、実験時の実強度を用いた。また、実験値に対する各算定式の比率を図-14に示す。

図より設計式である道路橋示方書およびコンクリート標準示方書は、本実験値に対して0.4倍から0.6倍程度の値を与え、実験式であるコンクリート標準示方書改訂資料は0.7倍から1.2倍程度の値を与えることがわかる。

道路橋示方書、コンクリート標準示方書両設計式は部材有効高による寸法効果が考慮されているのに対して、コンクリート標準示方書改訂資料はこれを考慮していないため、供試体有効高により算定値誤差のばらつきに差が生じる結果となった。

また、道路橋示方書とコンクリート標準示方書の間にはディープビーム部材におけるせん断補強筋の効果に関する評価方法に差があるため、せん断補強筋を有するB17、B18供試体においては両者の算定値に多少の開きが出た。

3.1.3 せん断補強筋の効果に関する検討

一般にディープビーム部材においては、せん断補強筋の効果が、通常の梁の場合と比べて低いとされる。これを検証するため、せん断補強筋の有無以外は同じ条件のB14とB17及びB16とB18について比較する。

(1) 計算値の逆算による検討

実験で得られた最大荷重Pと、コンクリート寄与分 S_{ec} とせん断補強筋寄与分 S_{es} の和は、実験条件より以下の関係となる。

$$\frac{P}{2} = S_{ec} + S_{es} \quad (3)$$

計算で求められるコンクリート寄与分を S_{dc} 、同じくせん断補強筋寄与分を S_{ds} とし、それぞれの実験と

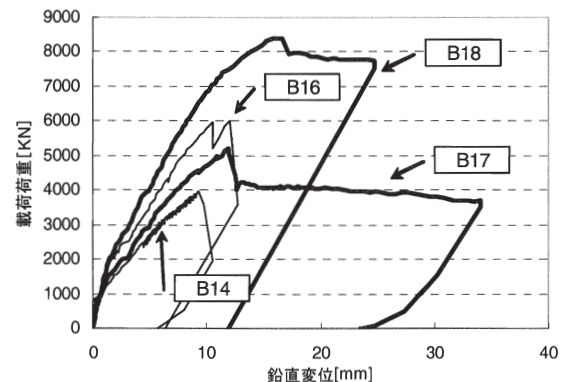


図-13 荷重-変位関係
(せん断補強筋を有する供試体)

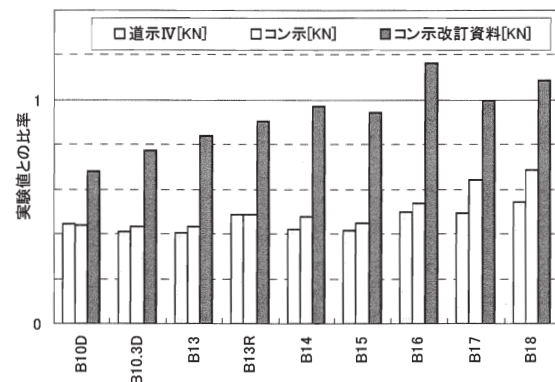


図-14 実験値と評価式算定値の比較

の誤差を係数 α 、 β とすると

$$S_{ec} + S_{es} = \alpha S_{dc} + \beta S_{ds} \quad (4)$$

と表すことができる。ここで、せん断補強筋の無い供試体の場合では

$$\frac{P}{2} = \alpha S_{dc} \quad (5)$$

であるから、B14およびB16の実験結果よりそれぞれ求めた α を用いて、B17およびB18の実験結果と(3)、(4)式よりそれぞれの β が算出され、これをせん断補強筋の寄与率と考えることができる。ここで S_{dc} の算出には実験式であるコンクリート標準示方書改訂資料式を用い、また S_{ds} は道路橋示方書、コンクリ

ート標準示方書に示されるとおりせん断補強筋の断面積および降伏強度を用いてトラス理論から算定した。

その結果 B14, B16 それぞれについて(5)式より算出される α は 1.027 および 0.858 であり, これと B17 および B18 の実験結果を用いて(3), (4)式より求めた β は 0.94 ならびに 1.07 であった。

これより本実験の条件下ではせん断補強筋が一定の効果を発揮していることが示される。

(2)せん断ひずみ計測値からの算定

次に, せん断補強筋に貼付したひずみゲージの値からせん断補強筋に作用する引張力の算定を試みる。対象とするひずみゲージは, 破壊側の圧縮ストラットに沿った位置のもの3箇所とした。最大耐力時におけるそれらのひずみの平均値に材料試験時の弾性係数を乗じてせん断補強筋の平均応力とし, ひずみゲージ設置区間のせん断補強筋総断面積に乗じてせん断補強筋の分担する耐力とした。最大耐力時において既に降伏した箇所は降伏応力以上発生しないものとし, 圧縮ひずみが観測された点はこれを0とした。表-4 に算定結果および S_{ds} との比率を示す。この表からも両供試体ともほぼ S_{ds} に近い耐力が算出され, 十分なせん断補強効果を発揮していることが明らかとなった。

3.1.4 寸法効果の検討

実験結果を用い, 最大荷重時の平均せん断応力からコンクリートの負担するせん断力に及ぼす寸法効果を検討する。検討はせん断補強筋のない7体について行った。ここでの有効高の範囲は 400mm~1400mm である。

平均せん断応力 τ は, 自重の影響を考慮して, 最大荷重 P に供試体自重 W を足したものの1/2を供試体幅と有効高の積 bd で除した値とし, 検討にはさらにコンクリート圧縮強度 24N/mm^2 を基準として補正した値 τ^* を用いた。コンクリート実強度 f_c による補正はコン示に従って次式により算出した。

$$\tau^* = \tau \left(\frac{24}{f_c} \right)^{1/3} \quad (6)$$

表-5 に各供試体の平均せん断応力及び補正値を, 図-15 に補正された平均せん断応力と有効高との関係を示す。図中には参考のため既往の研究成果として, コンクリート標準示方書に示される-1/4 乗及び河野ら⁸⁾による-1/3 乗の線も示した。図より明らか

表-4 ひずみゲージから算定したせん断補強筋の寄与

供試体	B17	B18
破壊時の鉄筋平均応力[MPa]	324	344
せん断補強筋	D13	D16
考慮した本数	18本	22本
せん断補強筋総断面積[mm ²]	2,281	4,369
せん断補強筋抵抗力 S_{ms} [kN]	739	1,503
S_{ds} [kN]	765	1,387
比率 S_{ms}/S_{ds}	0.97	1.08

表-5 各供試体の平均せん断応力と補正値

供試体	有効高 d (m)	供試体幅 b (m)	自重を考慮した平均せん断応力 τ (N/mm ²)	材料強度と自重を考慮した平均せん断応力 τ^* (N/mm ²)
B10D	0.4	0.24	3.92	3.97
B10.3D	0.6	0.36	4.21	3.86
B13	0.8	0.48	3.94	3.59
B13R	0.8	0.48	3.05	3.05
B14	1.0	0.6	3.37	3.10
B15	1.2	0.72	3.20	3.07
B16	1.4	0.84	2.63	2.52

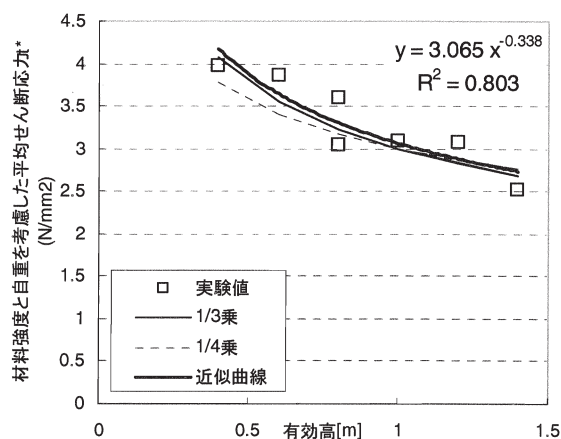


図-15 有効高と平均せん断応力

なように, $a/d=1.5$ の本シリーズにおいては, 平均せん断応力は供試体有効高の-0.338 乗で低下しており, 今回の実験において寸法効果は河野らの結果とほぼ同じ値となることが確認された。

3. 2 縦断方向の耐震解析比較結果

3.2.1 各モデルの比較結果

軸ひずみ伝達率と継手変形量について FEM モデル委, 従来の梁ばねモデル, 滑りを考慮した梁ばねモデルを比較する。基本ケースとした Case1 について構造物剛性を 100%,50%,10%とした場合の各モデルで算出された軸ひずみ伝達率を比較した結果を図-16 に示す。これは大きな地盤変位により生じる断面力により函体にひび割れが生じ剛性低下した場合

を想定したものである。地震時の断面力の評価においては最大値が重要であることから、モデル長の中で最大となる軸ひずみ伝達率について比較すると、従来の梁ばねモデルについては FEM モデルの 0.35~0.44 倍と非常に小さい。すべりを考慮した梁ばねモデルについては FEM モデルの 0.79~0.83 倍とその差が減少しており、FEM モデルに近づく結果であった。表-6 に継手変形量が最大となる継手について各モデルでの変形量の比較結果を示す。梁ばねモデルについては 0.92 倍と小さく算出されるものの、いずれのモデルもその差は 10% の範囲内に収まっている。しかし、構造物剛性が 10% と小さくなった場合、従来の梁ばねモデルについては 1.5 倍とその差が大きくなった。滑りを考慮した梁ばねモデルにおいては FEM モデルの 0.94 倍と剛性低下時においても FEM の結果を精度よく再現できている。

3.2.2 滑りを考慮した梁ばねモデルの適用性

軸ひずみ伝達率に及ぼす各パラメータの影響について検討する。

地盤剛性の影響について図-16 に Case2 ($V_s=50\text{m/sec}$), 図-17 に Case3 ($V_s=150\text{m/sec}$) の軸ひずみ伝達率分布を示す。地盤剛性の低下により軸ひずみ伝達率は小さくなる。Case1 においては滑りを考慮した梁ばねモデルについては 1.25~1.35 倍程度 FEM モデルの方が大きかったが、Case2 では 1.39~1.44 倍程度、Case3 では 1.15 倍程度となり地盤剛性の高い方が軸ひずみ伝達率の最大値は FEM モデルと近くなった。

地盤変位波長の影響について図-18 に Case4 ($L=120\text{m}$), 図-19 に Case5 ($L=480\text{m}$) の軸ひずみ伝達率分布を示す。Case4 では 1.18~1.32 倍程度、Case5 では 1.25~1.1 倍程度 FEM モデルの方が大きい。地盤変位の波長による影響は小さく、いずれも精度良く評価できることがわかる。

図-20 に $S_v=120\text{cm/sec}$ とした Case6 の軸ひずみ伝達率分布を示す。Case6 の方が Case1 よりも軸ひずみ伝達率が低減されている。これは地震荷重が大きくなることで地盤と構造物間の滑る区域が広がっており、地盤の変形量に対して構造物の変形量の割合が減少するためである。従来の梁ばねモデルでは考慮でき

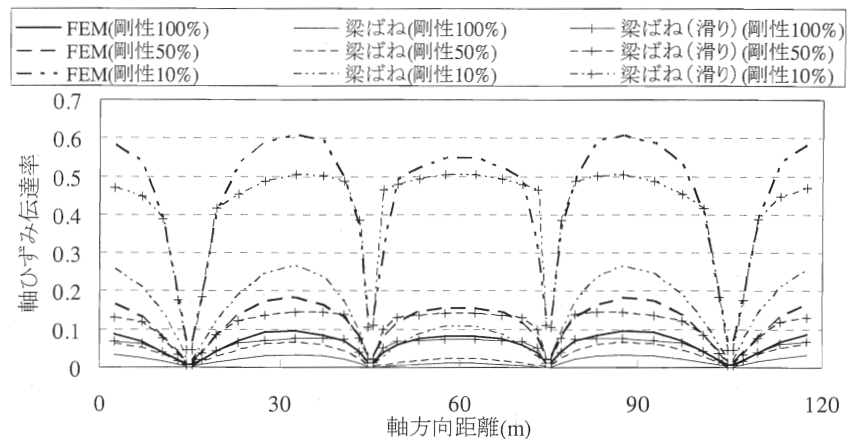


図-16 軸ひずみ伝達率の軸方向分布 (Case1)

表-6 各モデルの継手変形量比較 (Case1)

解析モデル	構造物剛性					
	100%		50%		10%	
	cm	比率	cm	比率	cm	比率
FEM	7.04	1.00	6.60	1.00	3.96	1.00
梁ばね	7.19	1.02	7.02	1.06	5.96	1.50
梁ばね(滑り)	6.50	0.92	6.11	0.93	3.74	0.94

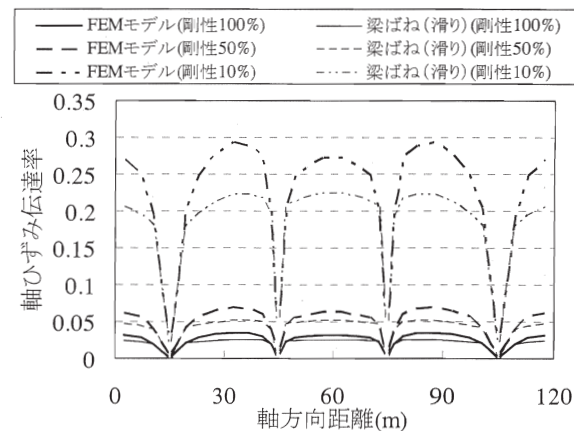


図-16 軸ひずみ伝達率の軸方向分布 (Case2)

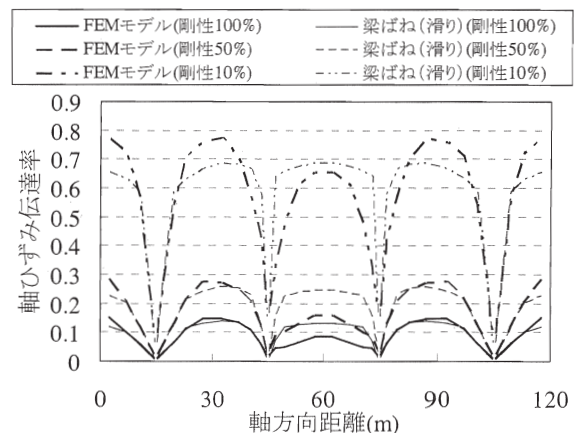
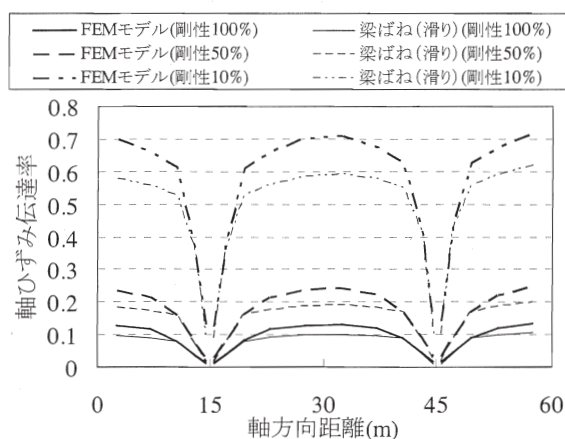


図-17 軸ひずみ伝達率の軸方向分布 (Case3)



図おわり

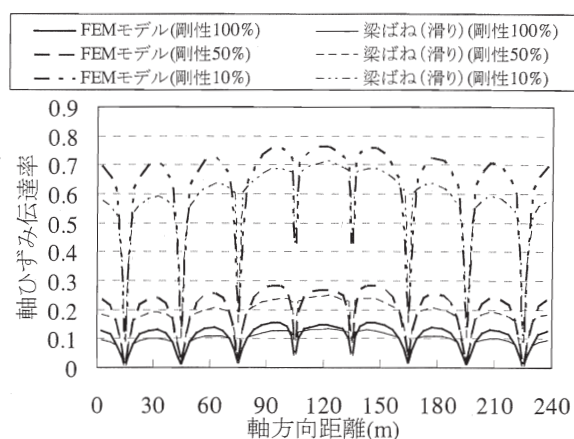


図-19 軸ひずみ伝達率の軸方向分布 (Case5)

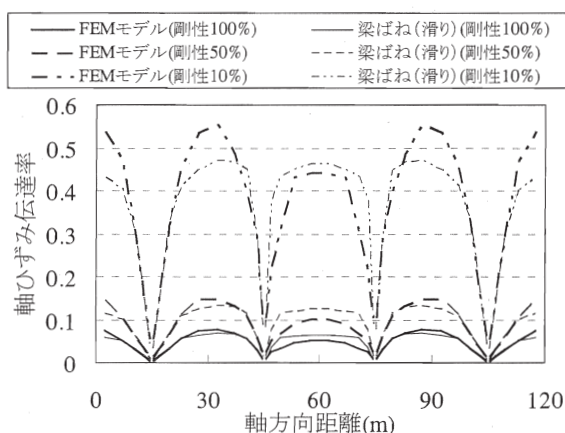


図-20 軸ひずみ伝達率の軸方向分布 (Case6)

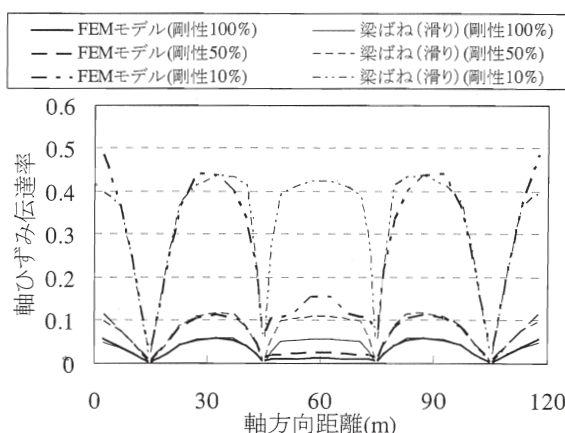


図-21 軸ひずみ伝達率の軸方向分布 (Case7)

なかった，地震荷重の大きさによる影響について，滑りを考慮した梁ばねモデルでは考慮できることがわかる．また，Case6では1.13～1.29倍程度FEMモデルの方が大きく，荷重の大きさにかかわらず，その精度は同等であることがわかる．

図-21に $c_j = 0\text{kN/m}$ とし付着強度を変更し，滑りが生じやすいCase7の結果について示す．Case1よりも滑りやすいため軸ひずみ伝達率は小さくなっている．また，Case7では0.99～1.11倍程度FEMモデルの方が大きく，滑り強度の影響についても，同程度の精度で評価できることがわかる．

4. 大規模地中構造物の耐震設計法

本課題のこれまでの成果をもとに，大規模地中構造物の横断面及び縦断面の耐震設計法の骨子を取りまとめた．図-22，図-23に耐震設計フローを示す．

5. まとめ

- 有効高が0.4m～1.4mのRCディーブーム部材

において，最大耐力時の平均せん断応力は有効高の1/3乗に比例して低下した．

- せん断スパン比 1.5 の部材においてせん断補強筋は通常のトラス理論で考慮される効果を発揮した．
- 軸ひずみ伝達率や継手変形量について，地盤と構造物間の滑りを考慮するばねと，地盤を連続体としてみなす地盤節点間ばねを考慮することにより，梁ばねモデルにおいてもFEMモデルと同程度の結果が得られることを確認した．
- 大規模地中構造物の横断面及び縦断面の耐震設計手法の骨子を取りまとめた．

参考文献

- 1) Nakamura H, Higai T: "Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete", JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 2) 土木学会編：動的解析と耐震設計[第2巻]動的解析の方法, pp.123-125, 1989.

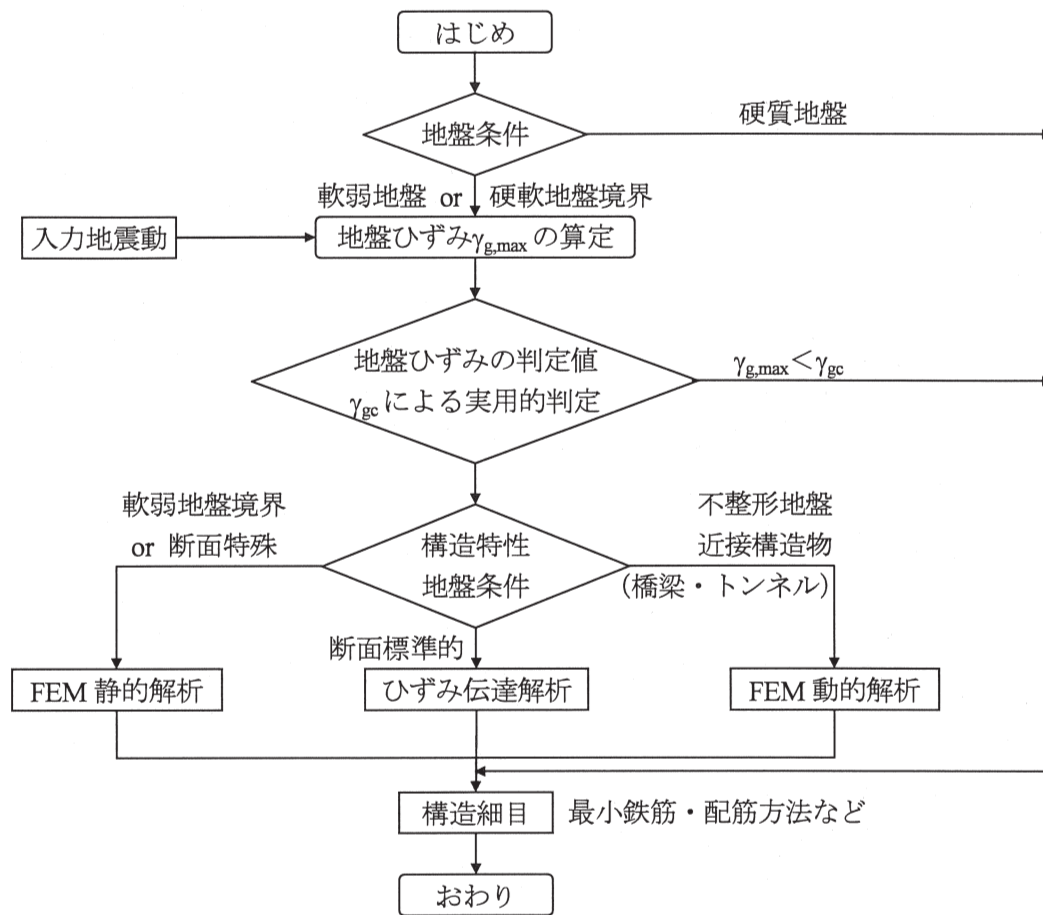


図-22 横断面の耐震設計フロー

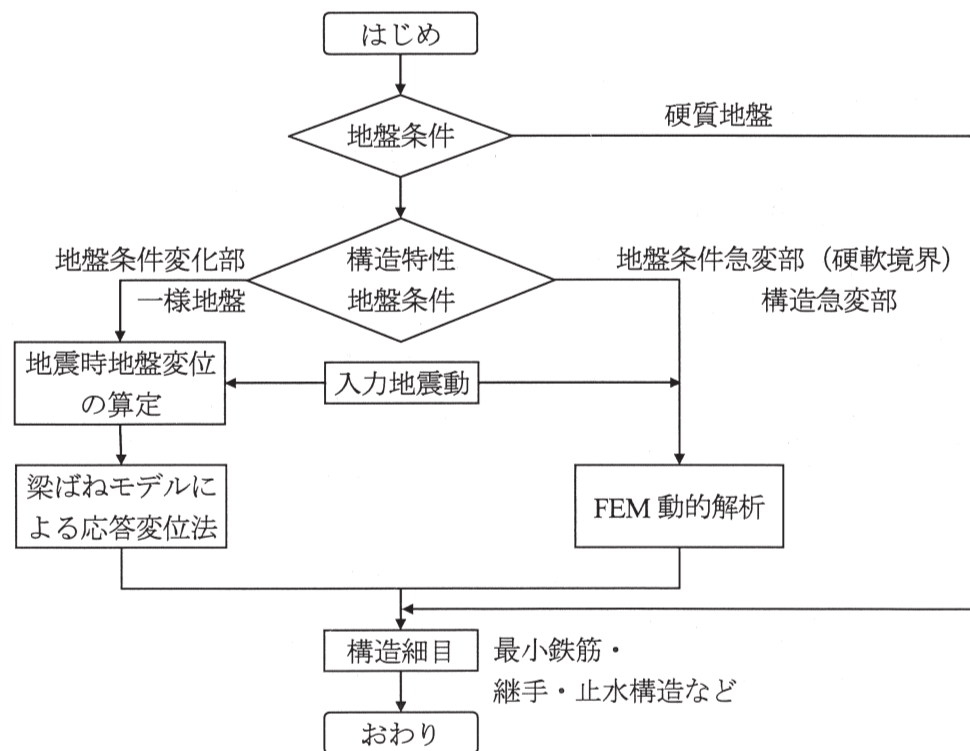


図-23 縦断面の耐震設計フロー

- 3) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，pp.52-80，
1986
- 4) 建設省土木研究所：土研資料第 1193 号沈埋トン
ネルの軸線状の断面力および変位の地震応答解
析法に関する研究，1977
- 5) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編，日本道路協会，
pp.229-234，2002.3
- 6) コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会，
pp.190-192，2002.3
- 7) 2002 年版コンクリート標準示方書改訂資料，土木学会，
pp.61-62，2002.3
- 8) 河野広隆，渡辺博志，菊森佳幹：大型 RC はり供試体
のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料第
3426 号，pp.5-8，1996.1