

Ⅷ 地中構造物の限界状態の設定に関する検討

1. 限界状態設定の基本方針

(1) 限界状態の具体化

鉄筋コンクリート製地中構造物として機能を維持するためには、構造物内の空間が確保されることが最低限必要であると判断し、『構造物が崩壊しない』ことを限界状態に想定した。これは、「示方書〔耐震設計編〕」¹⁾に規定されている耐震性能3に相当するものである。『構造物が崩壊しない』を一般的に定義できる照査項目およびその限界値を設定することは難しいが、本検討では、上床版が崩落しないこと、側壁・隔壁が倒壊しないことと定義した。

上床版の崩落や側壁・隔壁の倒壊は、構造系の塑性状態から崩壊への移行や部材断面の曲げ破壊、せん断破壊で一般的に表現される。つまり、構造物の限界変形や断面破壊を考えることで、『構造物が崩壊しない』という耐震性能を確認するための照査項目とその限界値を設定することができる。このため、曲げ系の破壊に対して、層間変形角もしくはコンクリートの圧縮ひずみを、せん断破壊に対してせん断耐力を照査項目とした。層間変形角は、ピット構造、ダクト構造などにおける底版と上床版間の水平方向の相対変位を底版と上床版間の距離で除したものと定義する。これは、地中構造物の挙動を的確に表現できる指標である。これら一般的に曲げ・軸力系といわれる断面力が作用する場合、鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント-変形関係の模式図を図1-1に示す。

本検討では、現状の解析技術を勘案し、図中におけるかぶりコンクリートの剥落の領域を、限界状態とした。これまでの実験研究²⁾や被害事例³⁾⁴⁾などから、かぶりコンクリートが剥落していなければ、鉄筋コンクリート構造の延性的な特性が保持され、急激な軟化現象を確実に回避できていることなどを参考にして定めた。かぶりコンクリートが剥落していなければ、鉄筋の圧縮座屈も確実に回避でき、倒壊などの致命的な被害を回避することができる。また、かぶりコンクリートが剥落した後の状態評価は、現状の鉄筋コンクリートの微小変形理論に基づいた解析手法では、保証できない範囲であり、解析手法の適用限界である。

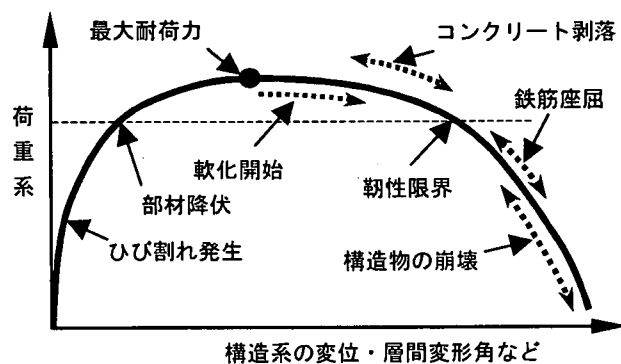


図 1-1 鉄筋コンクリート構造の崩壊過程に関する概念図

一方、せん断破壊は、破壊現象の発生後、構造物の耐荷力が急激に低下することが特徴である。特に、側壁や隔壁における面外方向のせん断破壊は、曲げ・軸力における延性的な破壊に比較して非常に脆性的であり、確実に回避しなければならない破壊形式である。側壁や隔壁のせん断破壊が、必ずしもすぐに構造物の内空間の喪失につながるものではないが、現状の解析技術では、せん断破壊後までの状態を予測することが

できないため、構造物のすべての部材に対するせん断破壊の回避を限界状態とした。

(2) 限界値の設定

a. 材料性能に関する限界値

かぶりコンクリートの剥落を避けるための必要条件は、「コンクリートの応力が零に近いが幾らかの応力負担がある」とことと考えられる。図 1-2 には、コンクリートの圧縮試験結果と本マニュアルで記述している材料非線形解析に用いられているコンクリートの構成則による応力-ひずみ関係を示している。両者はほぼ同等の形状を示しており、コンクリートの圧縮ひずみ 1% (10000×10^{-6}) 時の残留応力も実験と解析でほぼ一致している。これは、材料非線形解析において、コンクリートの圧縮ひずみ 1% (10000×10^{-6}) までは実現象を再現できていることを示すものである。実験結果あるいは解析で用いている応力-ひずみ関係で判るように、コンクリートの圧縮ひずみが 1% (10000×10^{-6}) 時のコンクリートの圧縮応力は、圧縮強度のレベルにもよるが、概ね $2 \sim 7 \text{ N/mm}^2$ 程度残留している状態である。応力がほぼ零になったとしてもかぶりコンクリートが直ちに剥落するわけではないことなども考えあわせると、解析ではかぶりコンクリートの剥落は直接表現できないものの、圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6}) を限界値とすることにより、かぶりコンクリートの剥落を確実に回避することが可能であると判断できる。

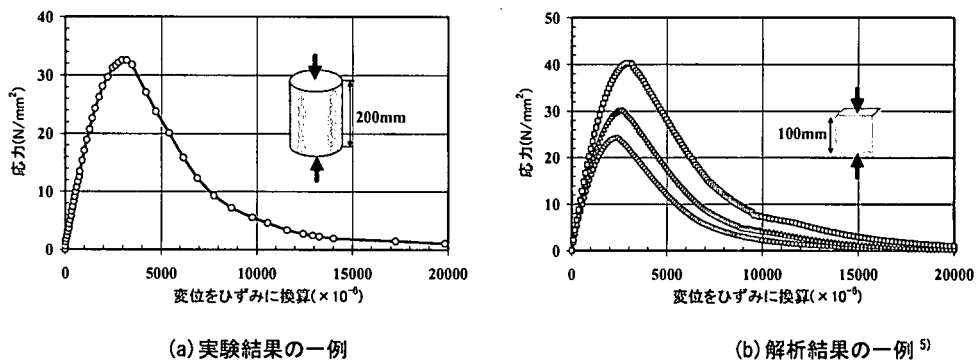


図 1-2 一軸圧縮下におけるコンクリートの応力ひずみ曲線

コンクリートの圧縮ひずみ 1% (10000×10^{-6}) が、まだ応力を負担することのできるひずみ値であることを示すために、剛性の高い圧縮試験機を用いて、高ひずみ領域にいたるまでの応力-ひずみ関係を得た研究例を以下に示す。平松ら⁶⁾は、載荷速度・コンクリート強度・骨材の種類の影響に着目して、コンクリートの圧縮ひずみが 1.15% (11500×10^{-6}) に至るまで円柱供試体を載荷する試験を行っている。谷川ら⁷⁾は、水セメント比および粗骨材の種類の影響に着目して、コンクリートの圧縮ひずみが 2% (20000×10^{-6}) に至るまで円柱供試体を載荷する試験を行っている。小阪ら⁸⁾は、水セメント比・供試体の高さ-直径比・端面摩擦の影響に着目して、コンクリートの圧縮ひずみが 2% (20000×10^{-6}) に至るまで円柱供試体を載荷する試験を行っている。これらの実験はコンクリートの圧縮ひずみが 1% (10000×10^{-6}) における応力を求めるために実施されたものではないため、その時点における正確な応力の値は得られないが、すべてのケースについて、コンクリートの圧縮ひずみが 1% (10000×10^{-6}) においても応力を負担する結果となっていた。またその値は、コンクリート強度などのパラメータに大きく影響されない一定に近い値であると考えられる。

b. 層間変形角に関する限界値

①層間変形角に対する一定値を設定

既往のボックスラーメン構造の実験結果におけるコンクリート剥落時の変位、層間変形角の簡易推定式による評価および靱性保証型耐震設計指針⁹⁾の他基準などから、詳細な検討を省略することのできる層間変形角として1/100を設定した。これは、構造物の諸元、物性、環境条件等がある範囲にあれば、十分に安全な限界値（限界層間変形角）として1/100を採用することができることを示している。その諸元、範囲等は、本マニュアルに示した。

②限界層間変形角推定式の設定

コンクリートの剥落に対応する圧縮縁コンクリートひずみ1% (10000×10^{-6}) 時の層間変形角推定式を作成し、実験結果や材料非線形解析などとの比較により適用性を確認した。この推定式によれば、一定値の限界層間変形角を採用する場合よりも設計の合理性を追求できる。

③プッシュオーバー解析による限界層間変形角の設定

地盤と構造物の連成系では、構造物の挙動は地盤変形に追従するため、プッシュオーバー解析により、構造物の変形性能を評価することは妥当であると判断した。材料非線形性を厳密に扱うことができる材料非線形モデルでは、プッシュオーバー解析により、かぶりコンクリートの剥落に対応する圧縮縁コンクリートひずみ1% (10000×10^{-6}) 時の層間変形角を求めることが可能である。

c. せん断に対する限界値

上記の曲げ変形に対する照査の前提として、従来通りの部材レベルでのせん断破壊を十分な安全率をもって回避しなければならない。

2. 実験結果に基づく限界状態の具現化

2.1 検討概要

屋外重要土木構造物の限界状態を工学的に評価するために、既往の実験による研究成果を調査し、主に変形性能と具体的な損傷事象との関連性に着目して実験結果の評価と整理を行った。調査の際には、対象構造物の崩壊に至るまでの非線形挙動の複雑さに配慮し、①構造系を対象とした実験、②実規模・実材料の試験体、③崩壊に至る程度までの変形、という要件を重視して調査対象を絞り込んだ。実験研究条件の概要（各試験体の構造諸元、載荷方法、特徴的な試験結果等）を表2.1-1にまとめた。

2.2 調査結果

(1) 水平載荷実験 A

技術資料Ⅱには、大型せん断土槽を用いた振動台実験で損傷を受けた試験体の耐荷力と変形性能を把握することを目的として実施した水平載荷実験¹⁰⁾について記載した。実験概要を図2.2-1に示す。

この実験は、加振後の残留変形のある被損傷試験体を取り出し、土被りに相当する上載荷重を考慮し、試験体頂版に水平荷重を静的に作用させた水平加力試験である。静的載荷前の試験体は、砂地盤中において最大層間変形角で約4%まで応答し、すべての隅角部付近で、曲げひびわれのみならず鉄筋降伏を生じていた。

試験結果のうち、特徴的な項目は以下の通りである。

- ・ 静的載荷により、層間変形角約5%程度で最大耐荷力に達し、約11%で引張鉄筋破断や被りコンクリー

トの明確な剥落が生ずるとともに、徐々に耐荷力が低下した。

- ・ 水平部材については変形・回転をほとんどせず、水平に剛体変位するのみであった。
- ・ 鉛直部材については隅角部付近に顕著な鉄筋の伸び出しが認められ、この部分が塑性ヒンジとなって変形が集中し、構造系全体としての変形モードを支配し、せん断変形した。
- ・ 振動台実験での最大応答の約6~7倍の変形を与えても試験体は崩壊には至らなかった。

(2)水平載荷実験 B

遠藤らは、ボックスラーメン構造の中柱等の鉛直部材に免震効果を有する特殊な支承を設けた構造形式を提案し、その耐荷性能を確認するために水平加力実験を行った¹¹⁾。一連のケースの中で、従来から一般的に用いられている中柱構造の試験体の実験結果をレビューした。実験概要を図 2.2-2 に示す。

試験体の中柱は、奥行きが小さく、通常の隔壁に対して5倍程度の軸力を受け持っており、高軸力で高鉄筋比の部材となっている。また、この部分にせん断補強筋は配置されておらず、せん断破壊はこの部材に誘導されている。

実験結果のうち、特徴的な項目は以下の通りである。

- ・ 側壁の主鉄筋が降伏するに至る時点(頂版変位:10.7mm)から荷重-変位関係の非線形化が顕著化する。
- ・ 中柱を貫通するせん断ひびわれが貫通する直前に最大耐荷力に達した。
- ・ その後、ほぼ最大耐荷力の状態を維持しながら、水平変位が進行するが、中柱がせん断破壊を生ずる(頂版変位:34mm)と同時に、構造系の耐荷力が急激に低下する。
- ・ 中柱のせん断破壊時には、かぶりコンクリートが剥落し、主鉄筋が座屈していた。

(3)水平載荷実験 C

石川らは、2連のボックス構造の終局状態に至るまでの非線形挙動の把握と材料非線形解析手法の適用性検証を目的とした静的載荷試験を行った²⁾¹²⁾¹³⁾。構造寸法は同一であるが、配筋により破壊モード(曲げ破壊型/せん断破壊型)を調整した試験体4体を使用している。これらの試験体のうち、とくに曲げ破壊型である3つの試験体の試験結果をレビューした。実験概要を図 2.2-3 に示す。

これら3体は異なる載荷条件(正側繰返し・正負交番、軸力大・小)により試験されており、各荷重段階において詳細に損傷状況が観察されている。

試験結果のうち、特徴的な項目は以下の通りである。

- ・ 試験体の損傷事象は変形の増大とともに、次のように推移する。
①曲げひびわれ発生 → ②引張鉄筋降伏 → ③圧縮側コンクリートの剥離 → ④最大耐荷力 → ⑤圧縮側のかぶりコンクリートの剥落 → ⑥圧縮鉄筋の座屈 → ⑦構造系崩壊
- ・ いずれかの部位が③圧縮側コンクリートの剥離(従来の圧縮破壊に対応する事象)に至るまでには、ほぼすべての隅角部に引張鉄筋が降伏している状況にある。
- ・ 試験体の耐荷力が低下し始める時点と、いずれかの部位の圧縮側の被りコンクリートが剥落する時点がほぼ対応する。
- ・ いずれの試験体も、かぶりコンクリートの剥落あるいは圧縮鉄筋座屈に至るまで、急激な耐荷力の低下はなく、履歴は延性的に推移している。

(4) 水平載荷実験 D

仲村らは、弾性設計されてきた既設構造物の地震時安全性確認の観点から、地震時耐力や変形性能を調べるための静的載荷試験を行った¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾。試験体には、約13年間、実際に使用されてきた排水路カルバート、およびそれと全く同一諸元の新規試験体を用いている。実験概要を図2.2-4に示す。

試験体は、設計震度を0.3として震度法により設計された実構造物であり、試験体規模は大きい。また、他の実験研究事例と比較すると、試験体高さに対して壁厚が大きいので、相対的に部材のせん断変形の影響が大きく現れると考えられるが、せん断補強が施されていない。

試験結果のうち、特徴的な項目は以下の通りである。

- ・ 頂版の水平変位が18.5mm(層間変形角で1%)で最大耐荷力に達した。その後、僅かながらに耐荷力が低下した。
- ・ 頂版の水平変位55.5mm(層間変形角で3%)で左側壁下端部にせん断ひびわれが生じ、耐荷力が低下していったが、74mm(層間変形角で4%)でせん断破壊した。
- ・ 当初、隅角部付近に曲げひびわれが発生し、変形とともにその付近にひびわれが集中した。
- ・ 塑性化が進行すると、左側壁下端部の相隣接する曲げひびわれを結ぶようにせん断ひびわれが発生し、最終的にせん断破壊に至った。
- ・ 左側壁のせん断破壊後も試験体は自立し、内空を保持していた。

2.3 総合評価

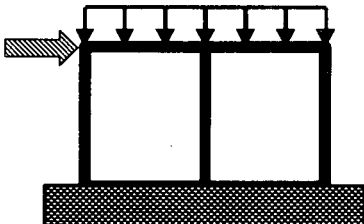
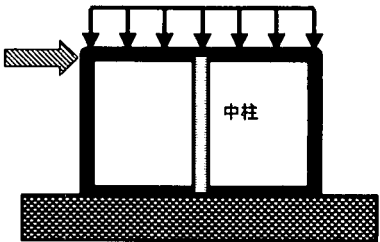
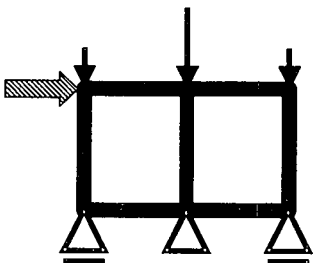
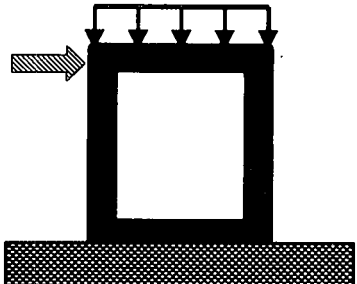
これら試験体の耐荷・変形性能に着目して、荷重－変位関係の包絡履歴を整理、再評価した。その結果を図2.3-1に示す。この図は、荷重軸は個々の試験ケースを最大耐荷力で無次元化し、変形軸は個々の試験体の高さで無次元化している。特に横軸は層間変形角(水平層間変位/試験体高さ)を表すことになる。以下に明らかになった事柄を列挙する。

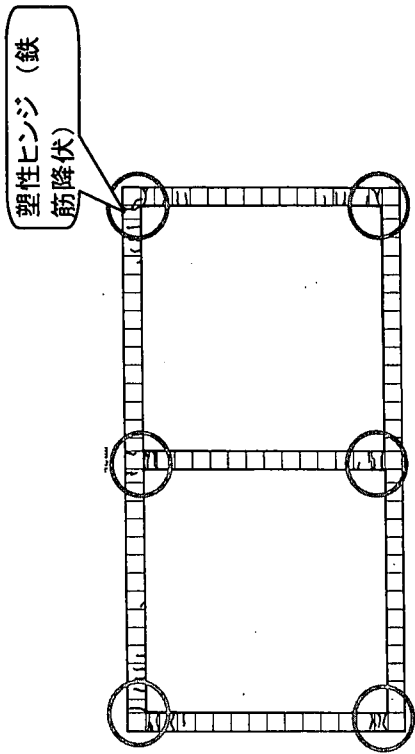
- ・ いずれの試験体も層間変形角が1/100を超えて最大耐荷力に達し、その後しばらくは最大耐荷力程度を維持できる状態があり、その後、耐荷力が低下していく。
- ・ 同一寸法の試験体は、耐荷力が低下する時点に至るまでは、載荷形態(単調/正負交番載荷、軸力大/小等)によらず、包絡履歴はほぼ同じような経路をたどり再現性があった。
- ・ 載荷途中で部材がせん断破壊した試験体については、最大耐荷力到達後、比較的早い段階で耐荷力が急激に低下する。
- ・ 隅角部で塑性ヒンジが形成され、その位置の曲げ破壊が進展してゆくような試験体については、比較的大変形まで最大耐荷力を維持した後に、耐荷力が徐々に低下してゆき安定性がある。

水平加力実験Cでは、各荷重段階での試験体の損傷状況について詳細な観察が行われている。また、調査した試験体は曲げ破壊型のものである。損傷事象との対応関係を整理すると図2.3-2のようになった。この図から、耐荷力が低下し始める時点は、圧縮側の被りコンクリートの剥落時点とほぼ対応することが分かった。

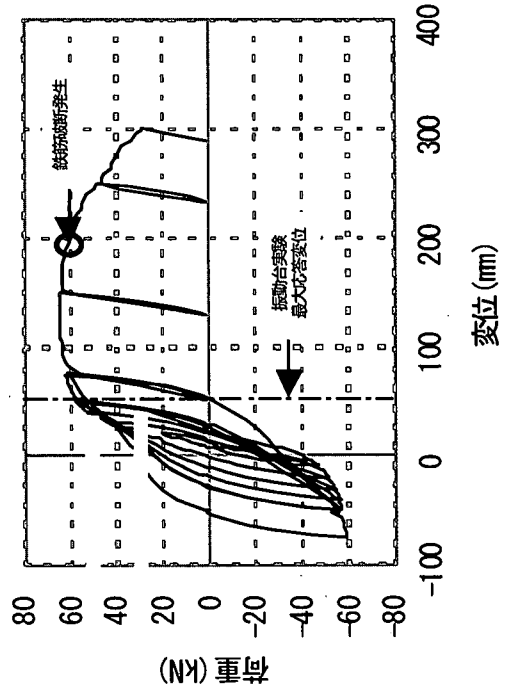
以上の知見を整理すると、部材がせん断破壊しないように設計された構造物では、被りコンクリートの剥落を回避すれば耐荷力の低下が回避でき、履歴の安定性や再現性が確保される。したがって、『構造物が崩壊しないことを保証できる目安として、かぶりコンクリートの剥落時点とする』という判断が妥当であること

表 2.1-1 鉄筋コンクリートボックスラーメン構造の耐荷力に関する実験的研究事例

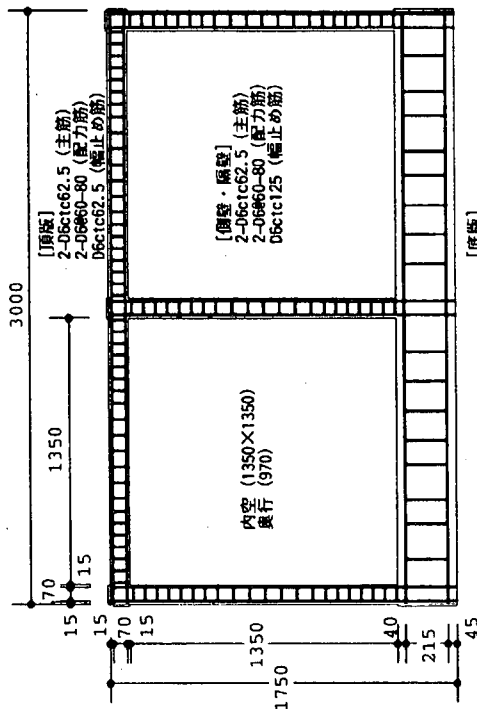
研究事例	水平載荷実験A	水平載荷実験B
構造形式	2連ボックスカルバート	2連ボックスカルバート
外寸法(横×縦)	3,000 × 1,750 mm	2,300 × 1,600 mm
内空寸法(横×縦)	1,350 × 1,350 mm	945 × 1,320 mm
部材(側壁)厚さ	100 mm	140 mm
主鉄筋(側壁)	D6@62.5mm (5.06cm ²)	D10@100mm (7.13cm ²)
主鉄筋比	0.60%	0.62%
せん断補強筋	8D6ctc62.5mm (2.53cm ²)	6D6ctc50mm (1.90cm ²)
補強筋比	0.40%	0.38%
降伏時の層間変形角	0.0026	0.0075
最大荷重時の層間変形角	(4.0E-02程度)	1.4E-02
最終段階の損傷状況	隅角部での塑性ヒンジの形成	中柱のせん断破壊
モデル図		
備考	<ul style="list-style-type: none"> ・正負交番載荷 ・底版は完全固定 ・上載土は分布荷重として載荷 大型振動台実験により既に損傷を受けた試験体に対し静的載荷を行った	<ul style="list-style-type: none"> ・正負交番載荷 ・底版は完全固定 ・上載土は分布荷重として載荷 中柱を有する試験体
研究事例	水平載荷実験C	水平載荷実験D
構造形式	2連ボックスカルバート	1連ボックスカルバート
外寸法(横×縦)	2,540 × 1,480 mm	2,100 × 2,700 mm
内空寸法(横×縦)	1,000 × 1,080 mm	1,500 × 2,000 mm
部材(側壁)厚さ	200 mm	300 mm
主鉄筋(側壁)	D10@200mm (3.57cm ²)	D16@150mm (13.24cm ²)
主鉄筋比	0.52%	0.58%
せん断補強筋	2D6ctc80mm (0.63cm ²)	なし
補強筋比	0.20%	-
降伏時の層間変形角	5.4E-03	-
最大荷重時の層間変形角	1.3E-02	1.0E-02
最終段階の損傷状況	隅角部での塑性ヒンジの形成	側壁のせん断破壊
モデル図		
備考	<ul style="list-style-type: none"> ・正負交番載荷 ・底版は単純支持 ・上載土は集中荷重として載荷(可変) 静的載荷試験用に製作された試験体	<ul style="list-style-type: none"> ・正負交番載荷 ・底版は完全固定 ・上載土は分布荷重として載荷 実際に13年間使用されてきた放水路の一部区間を試験体として用いた試験



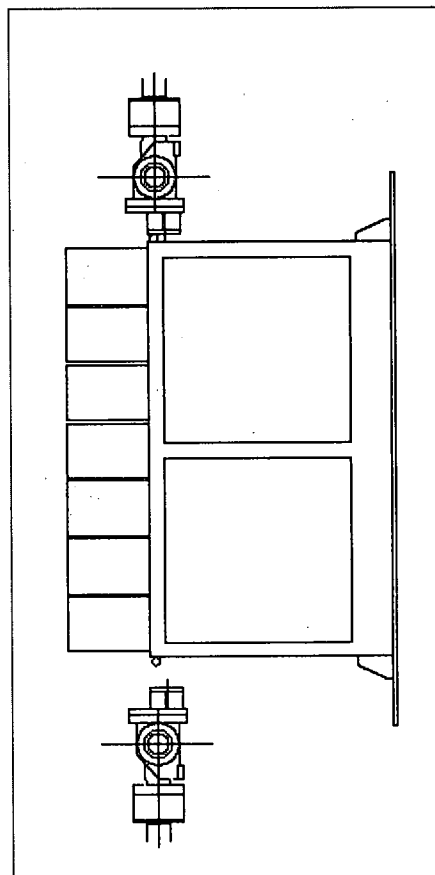
(c) 初期損傷状態



(d) 試験結果 (荷重-変位関係)

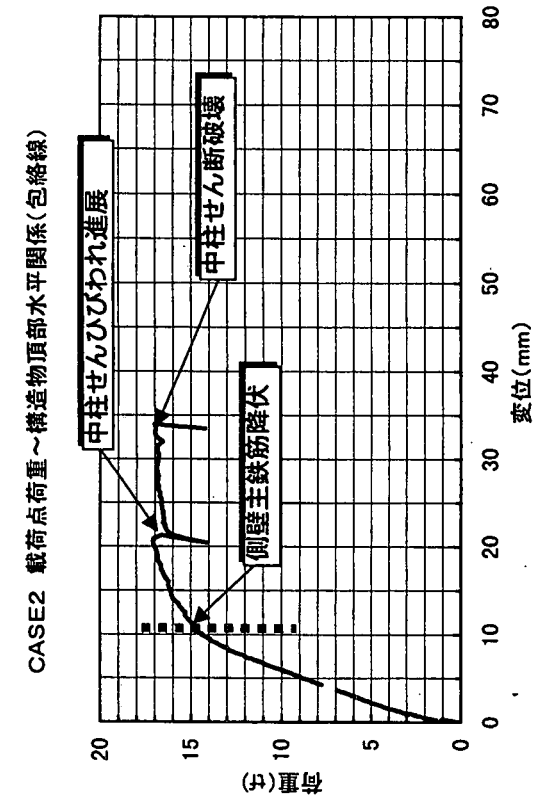


(a) 試験体の構造諸元

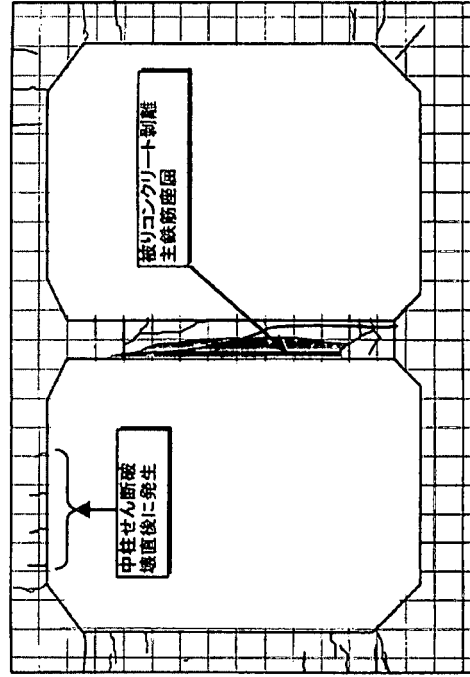


(b) 試験装置の概要

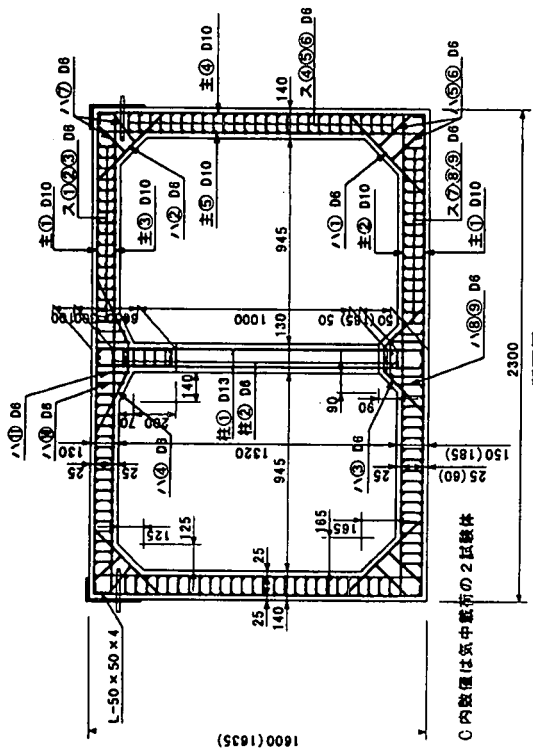
図 2.2-1 水平載荷実験 A の概要



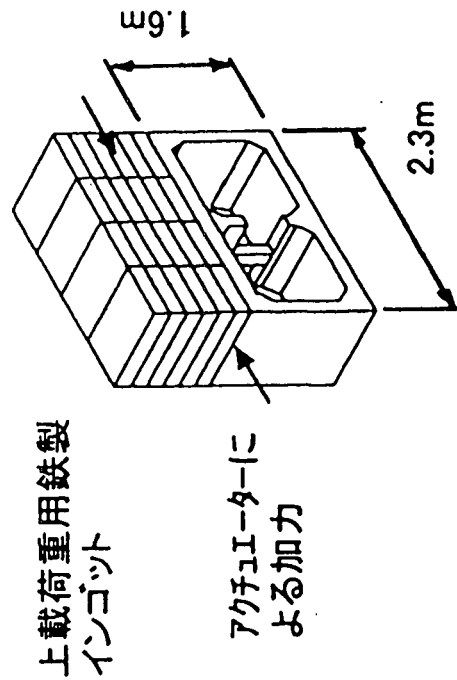
(c) 試験結果 (荷重-変位関係)



(d) 試験結果 (試験体の損傷状況)

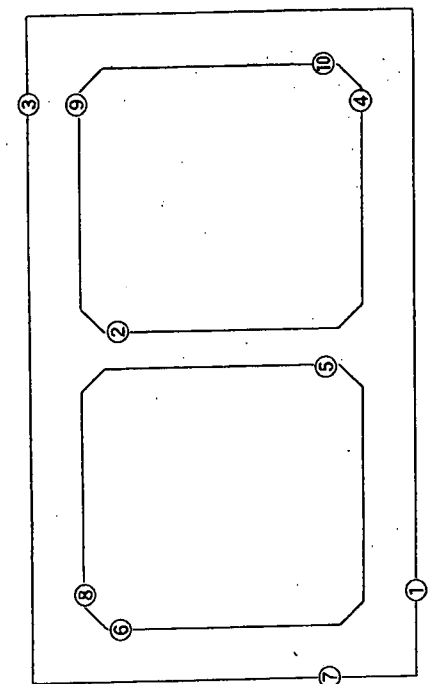


(a) 試験体の構造諸元

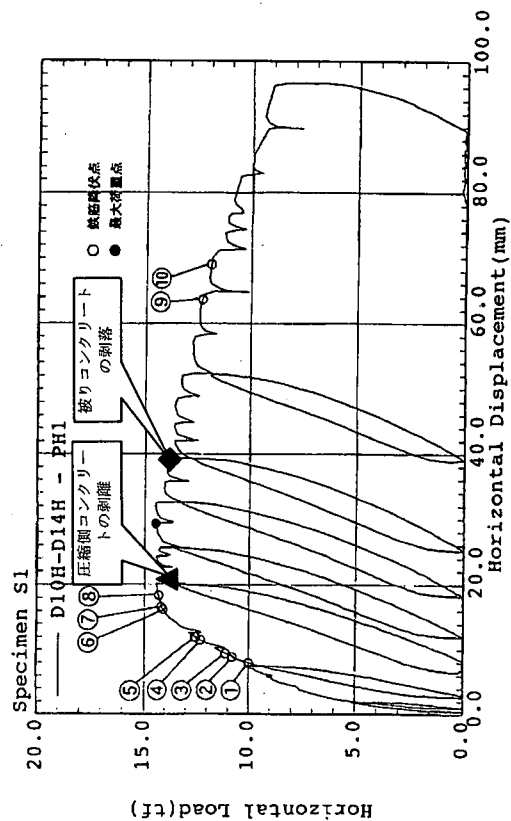


(b) 試験装置の概要

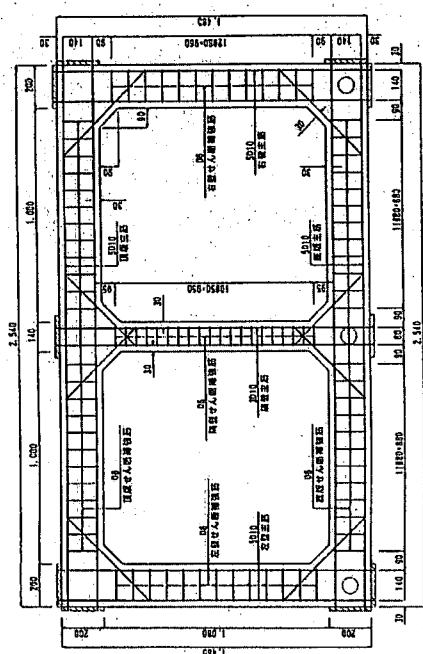
図 2.2-2 水平載荷実験Bの概要



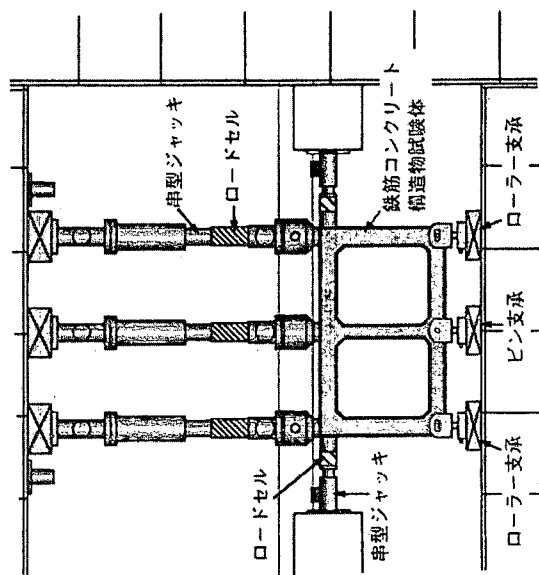
(c) 試験結果 (S1 試験体の降伏位置)



(d) 試験結果 (S1 試験体の荷重-変位関係)

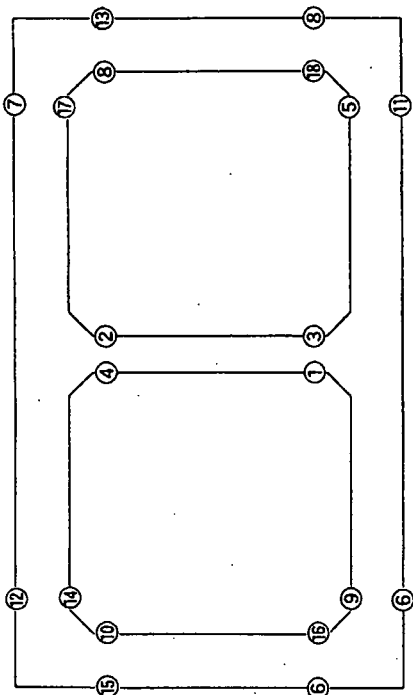


(a) 試験体の構造諸元

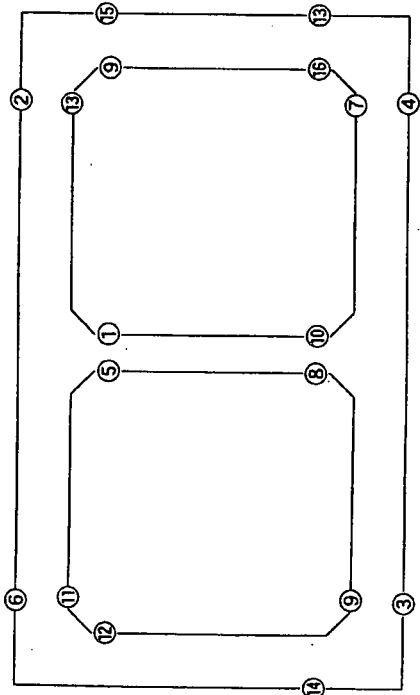


(b) 試験装置の概要

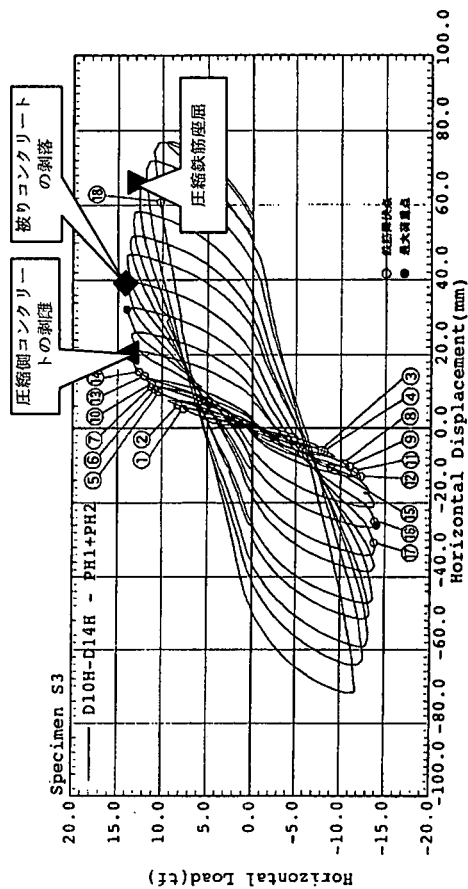
図 2.2-3(a) 水平載荷実験 C の概要 (その 1)



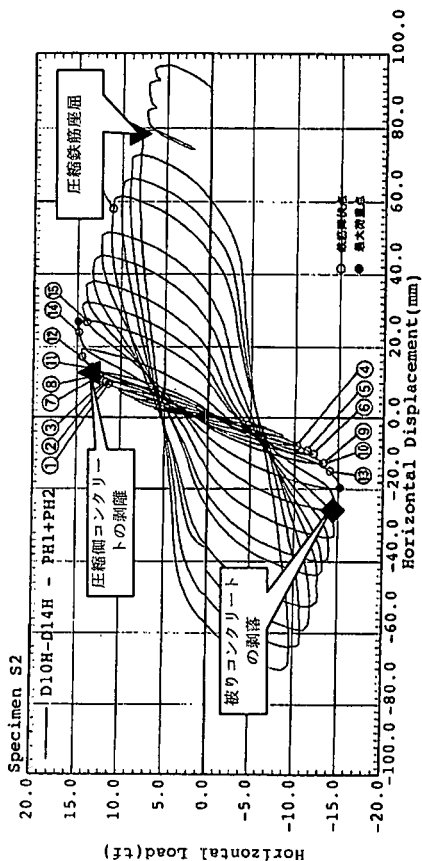
(f) 試験結果 (S3 試験体の降伏位置)



(d) 試験結果 (S2 試験体の降伏位置)

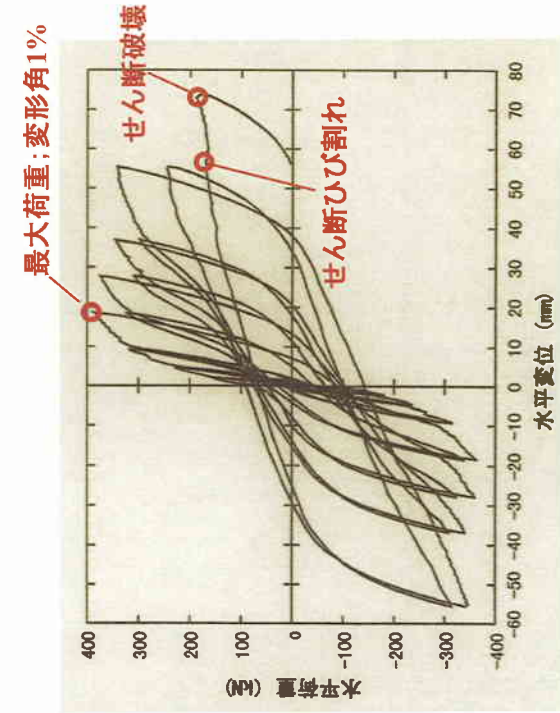


(e) 試験結果 (S3 試験体の荷重-変位関係)

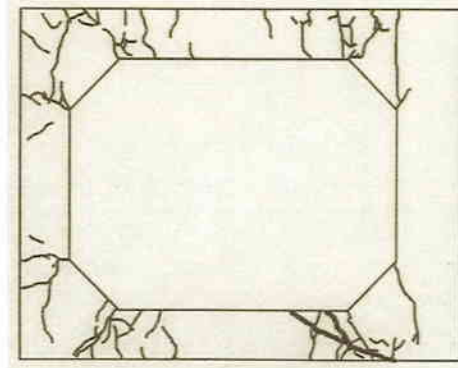


(e) 試験結果 (S2 試験体の荷重-変位関係)

図 2.2-3(b) 水平載荷実験 C の概要 (その 2)

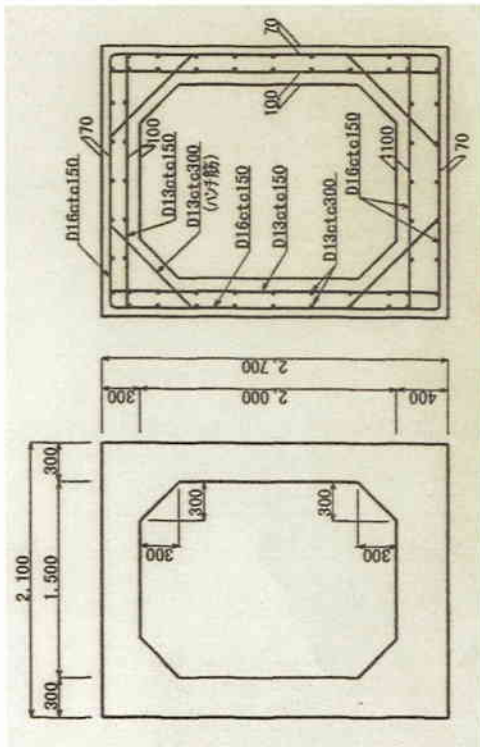


(c) 試験結果 (荷重-変位関係)

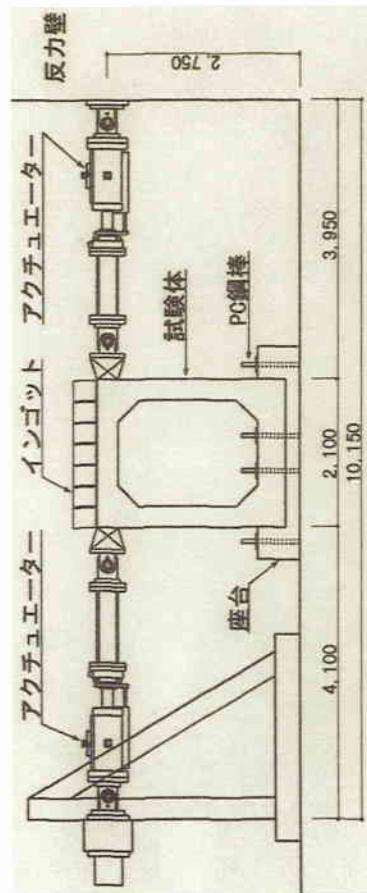


(d) 試験結果 (試験体の損傷状況)

Ⅶ



(a) 試験体の構造諸元



(b) 試験装置の概要

図 2.2-4 水平載荷実験Dの概要

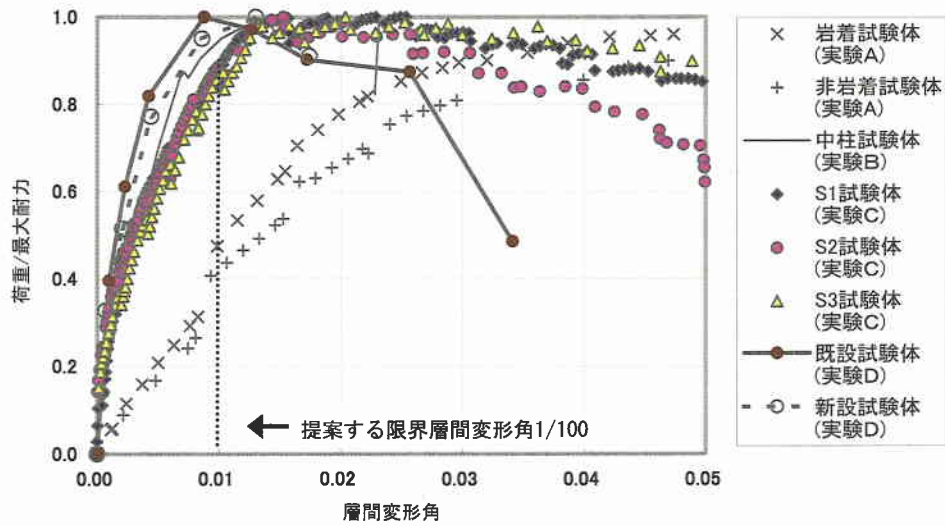


図 2.3-1 既往のボックスラーメン構造の実験結果のまとめ

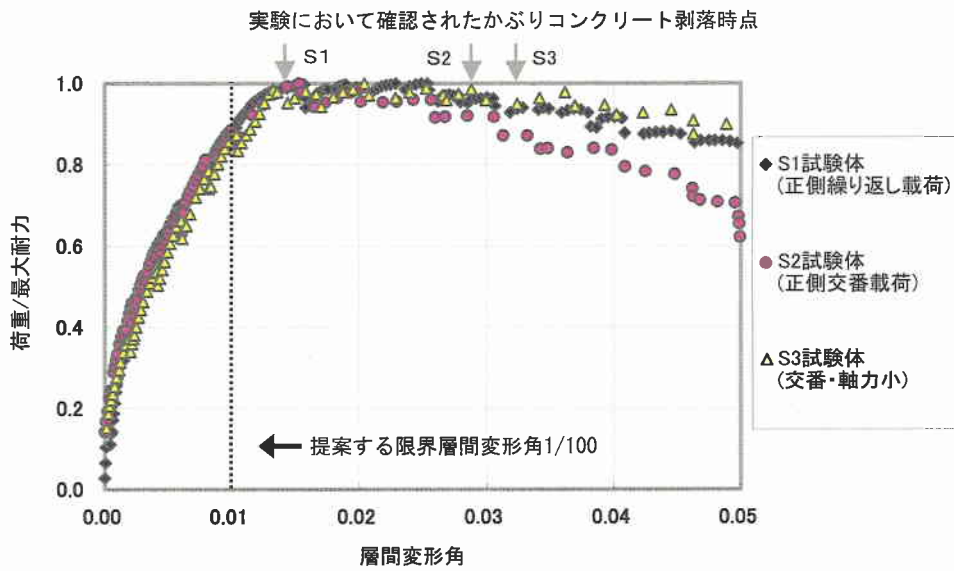


図 2.3-2 試験体の損傷事象と荷重－変位曲線との対応(実験C)

を示している。

ただし、かぶりコンクリートの剥落時点は、構造寸法、荷重状態等により変化するものであり、実務においてその時点を解析的に特定するのは煩雑である。安全側ではあっても簡易的に構造物の崩壊回避が判定できる指標が実務においては有用視される。上記の観点にたてば、1/100 程度の層間変形角を限界値とすれば、構造物が崩壊しないことを安全側に保証する目安として用いることができるものと考えられる。

3. 非線形解析に基づく限界状態の設定

3.1 検討概要

ここでは、鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震安全性の指標である層間変形角の限界値を、数値解析的に算定することを目的としている。局所的なひずみ値に基づいて限界状態を設定する方法について検討する。

3.2 プッシュオーバー解析により限界値を推定することの妥当性評価

荷重状態を簡略化した構造物単体の静的プッシュオーバー解析により、地中構造物の地震時の限界値を推定することが可能であるかを検討する。

(1) 地盤－構造物連成地震応答解析

解析の対象とした海水管ダクトは、幅 8.2m 高さ 4.3m、各部材 40cm の鉄筋コンクリート製 2 連ボックスラーメン構造であり、 $V_s=700\text{m/s}$ 相当の岩盤面に設置されている(図 3.2-1 参照)。この検討断面は、「旧マニュアル」¹⁷⁾の例示設計編で示されている断面である。解析は、鉄筋コンクリート要素として材料非線形を組み込んだ分散ひび割れモデルを用いた⁵⁾。地盤の非線形性は R-0 モデルにより考慮した。解析に用いた有限要素分割図は、図 3.2-2 に示す。入力地震動については、最大加速度 600Gal の図 3.2-3 に示す検討用地震動を用いた。

解析結果では、地盤変位と構造物変位は概ね同様な傾向を示しており(図 3.2-4 参照)、地盤の平均的なせん断ひずみと構造物の最大層間変形角は、今回用いた入力地震動、地盤条件において、それぞれ 0.4% 程度であった(図 3.2-5 参照)。基本的に、地盤－構造物連成系では、構造物が地盤に追従した挙動となる。構造物の剛性が地盤よりも大きい場合は構造物の変形は小さくなるものの、構造物の変形が地盤変形よりも大きくなることはないものと考えられる。

(2) 構造物単体・静的プッシュオーバー解析結果¹⁴⁾

図 3.2-1 中と全く同じ寸法、同形状の構造物に対してプッシュオーバー解析を実施した(図 3.2-6 参照)。境界条件は、隔壁側壁・隔壁下端のみ固定し、上載圧は構造物頂版にかかる上載土圧分を側壁・隔壁上端に集中荷重として作用させている。側方荷重については考慮していない。载荷は、隔壁上端・頂版中央に強制変位により加力している。プッシュオーバー解析の結果では、地震応答解析で得られた最大層間変形角 0.4% では、ピーク荷重に達しておらず、少なくとも層間変形角 2~3% 程度まで耐荷力を保持する結果となった(図 3.2-7 参照)。

(3) 解析結果の比較検討および考察

地盤－構造物連成解析とプッシュオーバー解析結果とも、照査の対象となる塑性変形域では、同様なせん断変形挙動することを把握した。層間変形角などの構造系全体の変形に着目した検討では、プッシュオーバー解析を用いることは妥当であると判断した(図 3.2-8 参照)。

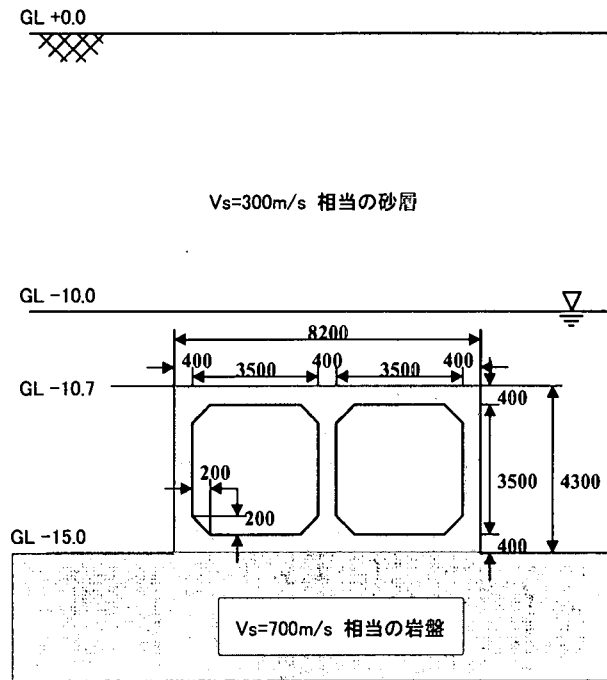


図 3.2-1 海水管ダクトの埋設条件と構造寸法

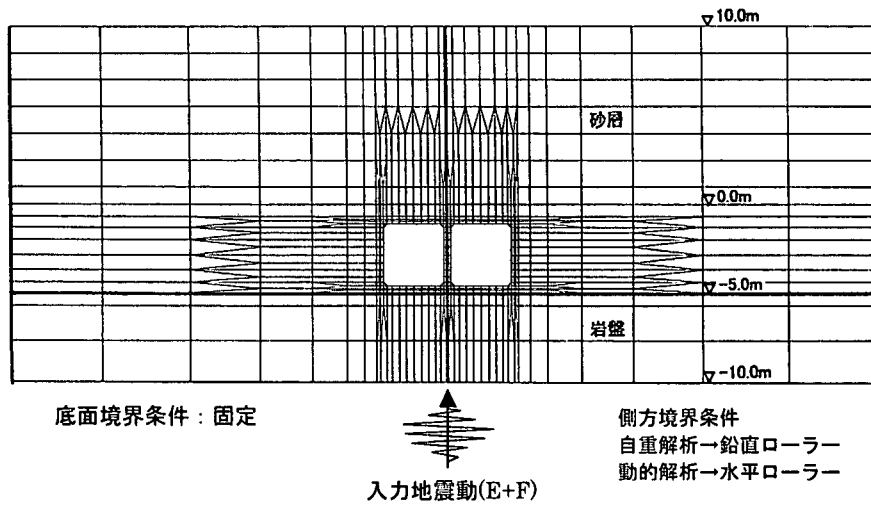


図 3.2-2 有限要素分割図(地盤連成)

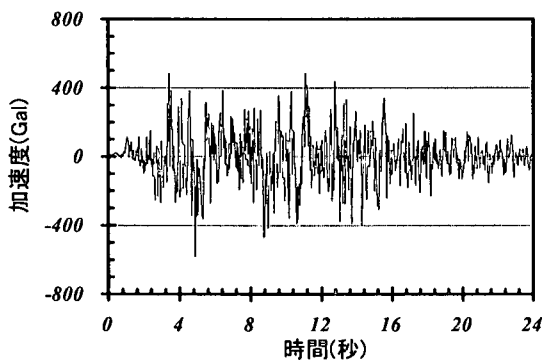


図 3.2-3 検討用入力地震動

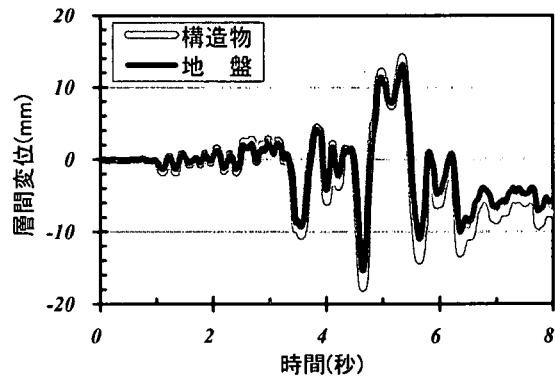


図 3.2-4 地盤と構造物の層間変位時刻歴波形比較

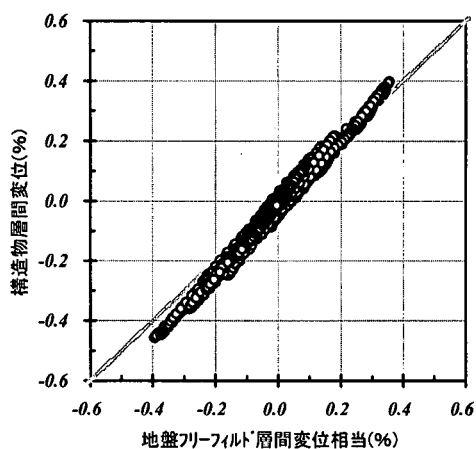


図 3.2-5 地盤と構造物の層間変形角の関係

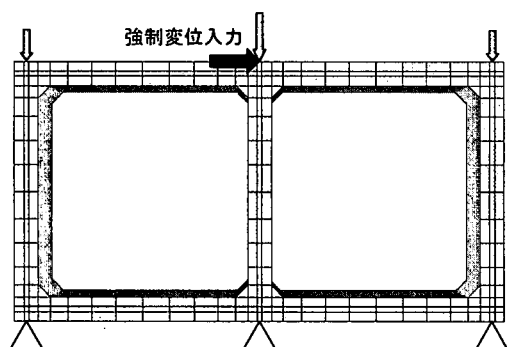


図 3.2-6 プッシュオーバー解析モデル

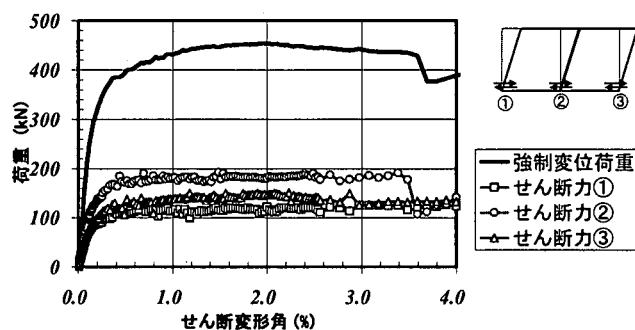
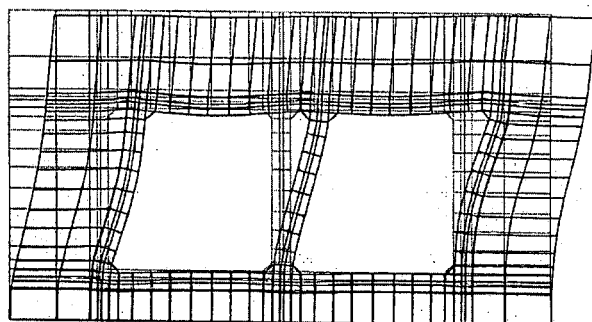
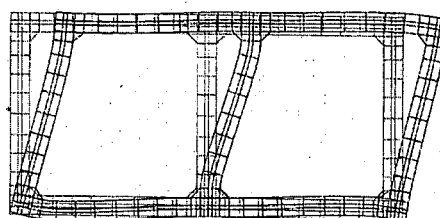


図 3.2-7 荷重-変位曲線(プッシュオーバー解析)



(a) 地盤連成



(b) 構造物単体

図 3.2-8 変形状況比較

3.3 プッシュオーバー解析による限界状態の設定

材料非線形性を厳密に扱うことのできる非線形解析においては、局所的なひずみ値に基づいて構造物の限界状態を解析的に算定することが可能である¹⁸⁾。ボックスラーメン構造の限界状態と損傷状態の対応関係を明らかにし、コンクリートの材料特性に基づいて定めた限界値の妥当性について確認する。

(1) 基本検討ケース

基本モデルとしては、前述の実規模海水管ダクト・構造物単体モデルを用いた。構造物の寸法や仕様、解析条件は、図 3.2-6 のプッシュオーバー解析と同一である。

解析結果では、層間変形角 1.36/100 でコンクリートの圧縮ひずみが 0.35% (3500×10^{-6}) に達し、層間変形角 2.35/100 でコンクリートの圧縮ひずみが 1% (10000×10^{-6}) になった(図 3.3-1 参照)。ボックスラーメン構

造は、高次の不静定構造物であるため、部材の一部がコンクリートの圧縮ひずみ 0.35% (3500×10^{-6}) を超えて軟化領域に至っても、構造物全体としては安定的な挙動をすることが分った。これらより、この基本検討ケースではコンクリートの圧縮ひずみ 1% (10000×10^{-6}) を限界値とすることにより、構造物全体として最大荷重相当の領域に限界状態を設定可能であることが明らかとなった。

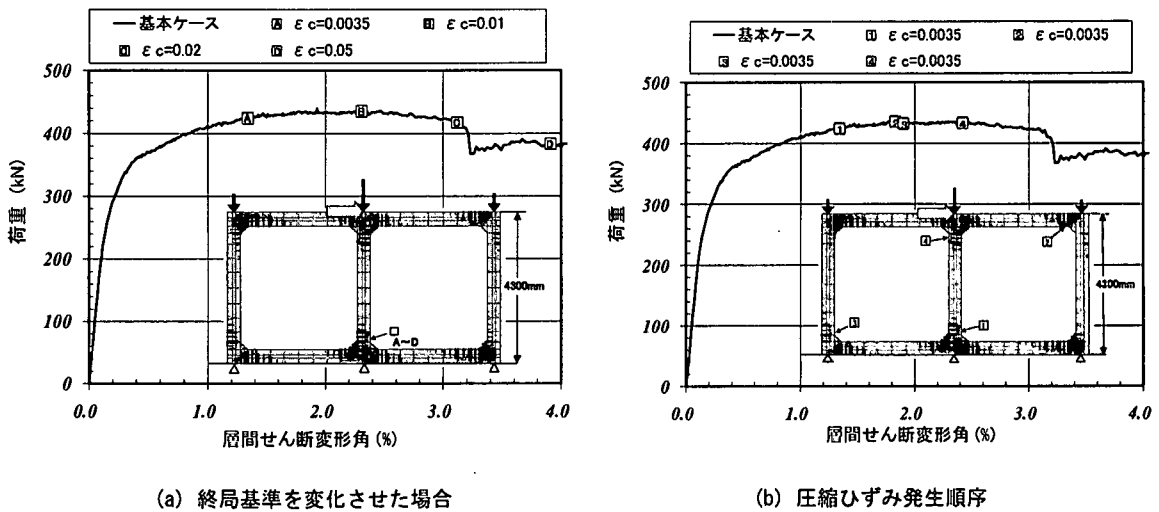


図 3.3-1 プッシュオーバー解析結果(基本ケース)

(2) 鉄筋コンクリートの限界状態と損傷状態の対応関係

a. 部材レベルと材料レベルの損傷状態の関係

図 3.3-2 に鉄筋コンクリート部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を示す。また、図 3.3-3 にはコンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係に対する概念図を示す。図 3.3-2 の各点は、図 3.3-3 との対応で以下に示すような物理的な現象が生じていると考えることができる。

- A 点：コンクリートに曲げひびわれが発生する時点に対応する。材料レベルでは図 3.3-3(a) 中の①以降の状態に相当し、コンクリートは引張強度に達している。
- B 点：引張鉄筋が降伏する時点に対応する。この時点に達するまでは、弾性的な挙動をするので、残留変位も小さい。材料レベルでは、図 3.3-3(c) 中の②に対応し、これ以降鉄筋の塑性化が進む。
- C 点：最大荷重点に対応する。これ以降、かぶりコンクリートの剥離などの現象が生じる。材料レベルでは、図 3.3-3(b) 中の③に対応し、コンクリートの圧縮ひずみレベルでは 0.35% (3500×10^{-6})、応力レベルでは圧縮強度の 0.85 倍程度の状態に相当する。
- D 点：B 点の相当の降伏荷重を維持する時点に対応する。この時点は、かぶりコンクリートが剥落して、圧縮鉄筋が降伏し、内部コンクリートが損傷する状態になる。材料レベルで、かぶりコンクリートの剥落時点を明確に判断することは出来ないが、安全側に応力伝達がゼロ以上の状態としてコンクリートの圧縮ひずみが 1% (10000×10^{-6}) の時点と判断し、図 3.3-3(b) 中の④に対応すると考えられる。圧縮鉄筋の降伏に関しては、図 3.3-3(d) の⑤に対応する。
- D 点以降：D 点以降に圧縮鉄筋が座屈したり、場合によっては引張鉄筋が破断する。材料レベルでは、圧縮鉄筋の座屈が図 3.3-3(d) 中の⑥、引張鉄筋の破断が図 3.3-3(c) 中の⑦に対応する。座屈はせん断補強筋間隔などによって大きく左右されるため、現状では明確に予測することは難しい。

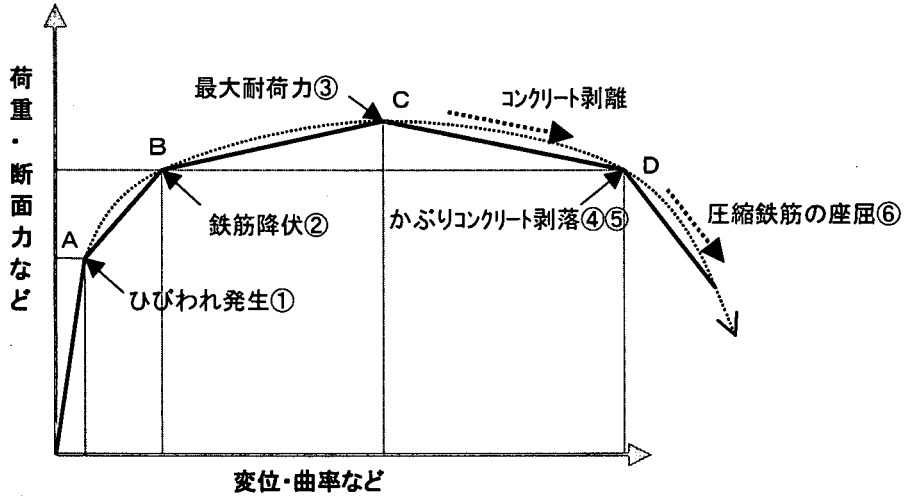


図 3.3-2 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図

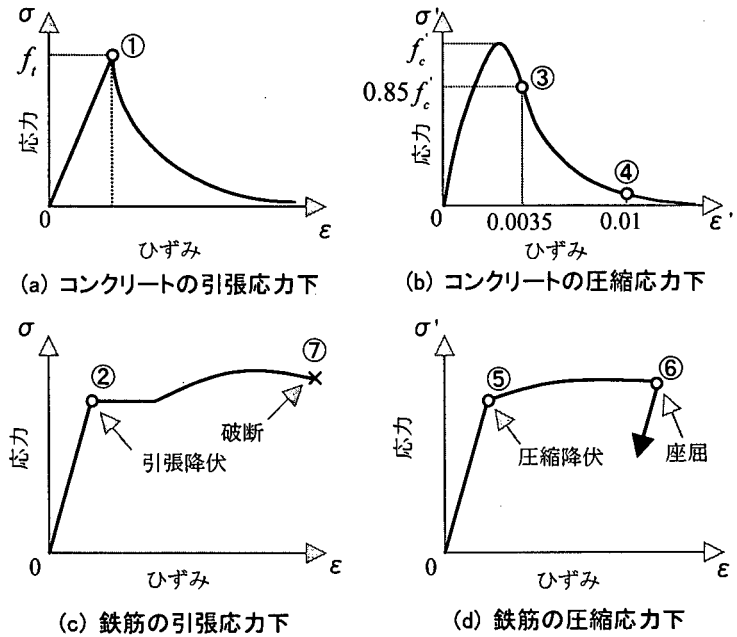


図 3.3-3 コンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係に対する概念図

b. 構造物全体と部材レベルの損傷状態の関係

図 3.3-4 に構造物全体と部材レベルの損傷状態の関係に対する概念図を示す。構造物の変形が進むと、各部材の隅角部で鉄筋降伏して、塑性ヒンジが生成され、延性的な挙動をする。その後、部材の一部で、部材レベルでの最大耐力(圧縮縁コンクリートひずみ 0.35% (3500×10^{-6})程度)に達するが、構造物全体としては最大荷重に達する前の段階である。その後、部材の一箇所で初めてかぶりコンクリートの剥落に対応する圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6})程度となり、部材レベルで最大荷重後に降伏荷重を維持する時点に達するが、構造物全体としては最大荷重相当の領域にある。これは、ボックスラーメン構造形式の構造物は、高次の不静定構造物であるためである。

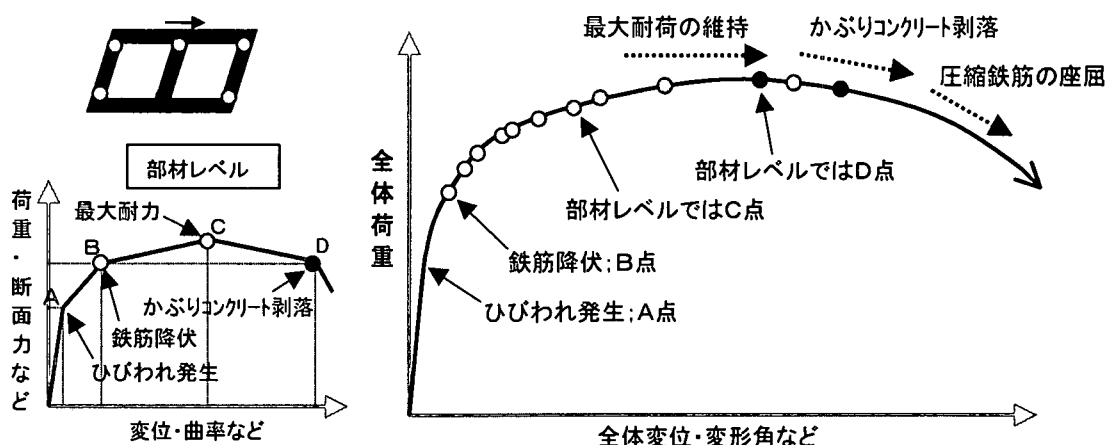


図 3.3-4 構造物全体と部材レベルの損傷状態の対応関係に対する概念図

c. 総合評価

コンクリートの圧縮ひずみが 1% (10000×10^{-6}) の時点はコンクリートの応力伝達がゼロ以上の状態であり、この時点では構造物にかぶりコンクリートの剥落はないものと判断できる。かぶりコンクリートの剥落以降については、連続体として扱うことが出来ず、解析手法の適用限界とも考えられる。また、鉄筋コンクリート部材レベルで考えた場合、かぶりコンクリートの剥落時点とは、最大荷重後に降伏荷重を維持する時点に概ね対応する。しかし、ボックスラーメン構造形式の構造物全体としては、高次の不静定構造物であるため、部材の一部が軟化域に至っても、最大荷重相当の領域にある。

以上より、ボックスラーメン構造では、かぶりコンクリートの剥落に対応した圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6}) を限界値とすることにより、局所的な損傷と全体挙動のバランスのとれた合理的な限界状態を設定することが可能である。

(3) パラメータ解析の実施

種々の構造形式や構造諸元の鉄筋コンクリート製ボックスラーメン構造に対して材料非線形解析手法を用いたパラメータスタディーを実施して、耐震性能評価の指標として選定した層間変形角を解析的に算定する。全解析ケースとも、要素のひずみレベルが、圧縮ひずみ $\epsilon_c = 0.1$ 、引張ひずみ $\epsilon_t = 0.1$ 、せん断ひずみ $\epsilon_{sh} = 0.1$ という大きめの限界値を入れて解析しており、一箇所でもどれかの限界値に達した時点で解析を終了している。実施した解析ケースと結果の一覧を表 3.3-1 に示す。各ケースの詳細には以下のようなものである。

・部材厚の影響（土被り一定）

土被りが一定の場合は、圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6}) となる変形角は部材厚が大きくなるほど小さくなっているが、部材厚が大きい場合の影響は相対的に小さい。ただし、部材厚が大きくなるほど構造物の剛性も大きくなるので、地震応答解析時の応答変位は、部材厚が大きい方が小さくなる傾向にある。

・部材厚の影響（軸力比一定）

軸力比一定とは、側壁・隔壁に作用する圧縮力が同一になるように、上載土圧を調整している。部材厚 40cm の場合の土被りが 10.7m であるので、部材厚 80cm の上載土圧は、21.4m 相当になる。軸力比一定の条件では、圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6}) となる変形角は部材厚が大きくなるほど小さくなっている。

- ・ 上載圧の影響

一般に上載圧が大きくなるほど、圧縮縁コンクリートひずみ $1\%(10000\times 10^{-6})$ となる変形角も小さくなる傾向にあるが、その影響はあまり大きくはない。土被りがある場合は、隔壁の応力状態が厳しくなるので、圧縮縁コンクリートひずみ $1\%(10000\times 10^{-6})$ となる箇所は隔壁下端であるのに対して、土被りがない場合は、比較的側壁と隔壁が軸力ゼロの応力状態になるので、側壁の下端になる。また、隔壁の上載圧が極端に大きい場合については、圧縮縁コンクリートひずみ $1\%(10000\times 10^{-6})$ となって以降の荷重が低下するまでの裕度が小さくなっている。これは、圧縮縁コンクリートひずみ $1\%(10000\times 10^{-6})$ となって以降に隔壁がやや鉛直下向きに変形することに起因すると考えられる。

- ・ 横連数の影響

横連数が増えるに従って、限界となる変形角はやや小さくなる傾向にあるが、その影響は大きくない。ただし、連数によって、圧縮縁コンクリートひずみ $1\%(10000\times 10^{-6})$ となる箇所やひび割れ状況はやや異なる傾向にあった。

- ・ 縦連数の影響

ここで検討した結果では、縦連数が限界となる変形角に与える影響は小さいかった。ただし、特に隔壁中間部の4部材が交差する部位などでは、水平壁と鉛直壁の剛性によって、ひび割れ状況が異なる。

- ・ 縦横比の影響

縦横比が変わると、限界値となる変形角も変化する。縦横比・縦長1.5倍のケースの限界層間変形角が大きくなっているのは、鉛直部材が細長くなっているためであると考えられる。縦横比・横長1.5倍の場合も限界層間変形角はやや大きくなるが、縦長1.5倍に比べて、その影響度合いは小さい。

- ・ 寸法の影響

構造寸法や仕様を単純に2倍にするといった場合の寸法効果は必ずしも明確に考慮することは出来ない。これは、単純に寸法を2倍することによって、かぶり10cmのものを20cmに評価したことになり、鉄筋位置もずれるからである。しかし、かぶり厚さを適切に設定するなど解析モデル作成時に寸法の効果を考慮すれば、寸法の影響も評価可能であると考えられる。

- ・ 交番载荷の影響

ここで用いている材料非線形解析手法は、交番载荷の影響を考慮しているが、少なくとも圧縮縁コンクリートひずみ $1\%(10000\times 10^{-6})$ となる構造物全体における荷重変位関係のピーク相当付近までは、交番载荷の影響は小さいものと考えられる。

- ・ 部材厚が異なる場合

検討したケースでは、上載土圧が側壁よりも多く作用する隔壁の部材厚を厚くしたケースの限界層間変形角が大きくなっている。また、厚さの異なる部材の接合部では、剛性の小さい部材がより変形しやすい傾向にあり、限界層間変形角を大きくする結果となっている。ただし、特定の部材を厚くしたり、薄くしたりすると、圧縮縁コンクリートひずみ $1\%(10000\times 10^{-6})$ となる箇所が異なってくる可能性がある。

- ・ 材料特性の影響

- ① コンクリート圧縮強度

コンクリートの圧縮強度が大きくなるほど限界となる変形角は大きくなる傾向にある。これは、圧縮強度が大きいほど、コンクリート材料レベルで圧縮縁コンクリートひずみ $1\%(10000\times 10^{-6})$ となる時点の残留応力が相対的に大きいためであると考えられる。

②コンクリート引張強度

コンクリートの引張強度が限界となる変形角に与える影響は小さい。ただし、引張強度か圧縮強度が比較して相対的に大きい場合は、圧縮縁コンクリートひずみ1% (10000×10^{-6}) となって以降の荷重が低下するまでの裕度が小さくなっている。

③鉄筋降伏強度

鉄筋の降伏強度が限界となる変形角に与える影響は小さい。

④鉄筋量の影響

鉄筋量が限界となる変形角に与える影響は小さい。

⑤ハンチの影響

ハンチが無い場合の方が限界となる変形角は小さくなる傾向にある。これは、ハンチが無い場合の方が隅角部に応力集中が起りやすいためであると考えられる。

⑥底面固定条件の影響

底面を完全固定にする方が限界となる変形角は小さくなる傾向にあるが、その影響はあまり大きくはない。

・複雑な構造形式

比較的複雑な構造形式に対してプッシュオーバー解析の適用性を確認することを目的として、取水ピット(高さ20m幅50m)を対象とした解析を実施した(図3.3-5参照)。解析の結果、取水ピットはプッシュオーバー解析により、局所的に変形することなく、全体が一様なせん断変形をする結果となった(図3.3-6参照)。これより、横2連縦8連程度の比較的複雑な構造形式に対してもプッシュオーバー解析により限界状態を設定することは可能であると判断した。

表 3.3-1 解析ケースと結果の一覧

解析ケース			解析結果
検討項目	ケース詳細	パラメータ	層間変形角(%)
部材厚1(土被り一定)	部材厚(cm)	①40, ②60, ③80	①2.31, ②1.62, ③1.66
部材厚2(軸力比一定)	部材厚(cm)	①40, ②60, ③80	①2.31, ②1.77, ③1.47
寸法	部材厚(cm)	①60(被り10cm), ②120(単純に2倍), ③120(被り10cm)	①1.77, ②1.62, ③2.24
上載圧	土被り厚(m)	①0, ②10.7, ③21.4,	①2.40, ②2.31, ③2.23
横連数	連数	①1連, ②2連, ③4連	①2.42, ②2.31, ③1.87
縦連数	連数	①1連, ②2連	①2.31, ②2.33
縦横比	上載圧無	①縦横1倍, ②横1.5倍, ③縦1.5倍	①2.40, ②2.95, ③3.97
交番載荷	載荷形態	①単調載荷, ②交番載荷	①2.31, ②2.63
部材厚が異なる場合1	上載圧無	①全部材40cm, ②隔壁60cm, ③側壁60cm	①2.4, ②2.29, ③2.73
部材厚が異なる場合2	上載圧無	①全部材60cm, ②側壁60cm, ③隔壁60cm	①1.51, ②2.29, ③2.73
コンクリート圧縮強度	f_c	①0.8倍, ②1倍, ③2倍	①2.19, ②2.31, ③2.98
コンクリート引張強度	f_t	①0.8倍, ②1倍, ③2倍	①2.37, ②2.31, ③2.10
鉄筋量	鉄筋径	①D10, ②D13, ③D16	①2.42, ②2.31, ③2.15
鉄筋降伏強度	規格	①SD295, ②SD345, ③SD390	①2.37, ②2.31, ③2.29
ハンチの有無		①ハンチ有, ②ハンチ無	①2.31, ②1.92
底面固定条件		①鉛直下端固定, ②底面完全固定	①2.31, ②2.15
複雑な構造形式	取水ピット	横8連縦2連	1.53

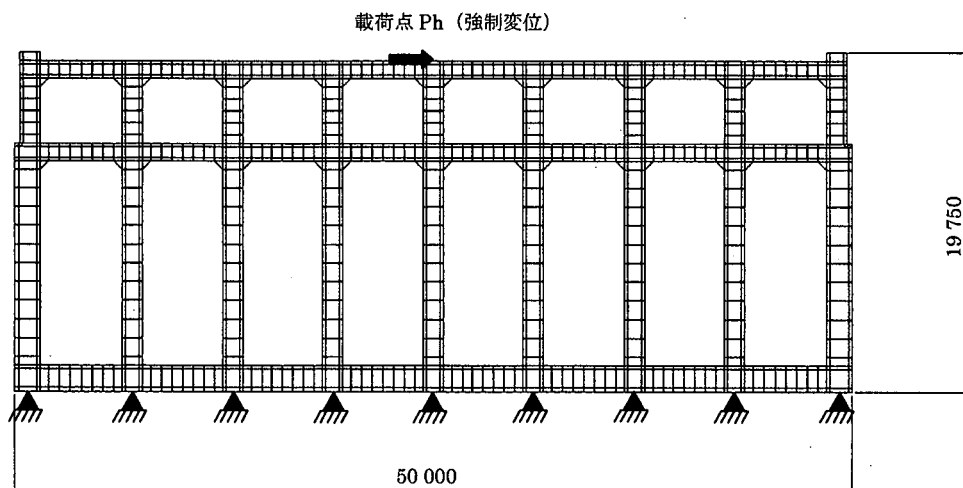


図 3.3-5 FEM 解析モデル(取水ピット)

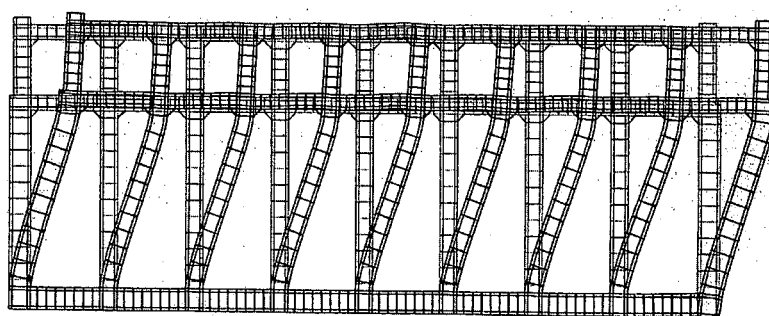


図 3.3-6 取水ピット変形図(せん断変形角1%時)

(4) 解析結果に対する評価

上記の検討結果より、ボックスラーメン構造は、せん断破壊型のモードでなければ、圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6}) を限界値とすれば、構造物全体変位に対して概ね最大耐力相当の領域に限界状態を設定可能である。少なくとも、このひずみレベルまでは収束が特に悪くなることなく、安定した解が得られることが確認された。

3.4 まとめ

①限界値評価へプッシュオーバー解析を適用することの妥当性の検討

実規模の鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象として、地盤-構造物連成地震応答解析結果とプッシュオーバー解析結果の比較を行った。その結果、両解析によっても、塑性変形域では、全体が一様なせん断変形をすることを把握した。層間変形角などの構造系全体の変形に着目した検討では、プッシュオーバー解析を用いることは妥当であると判断された。

②プッシュオーバー解析による限界状態の設定

ボックスラーメン構造の限界状態と損傷状態の対応関係を明確にし、種々の構造形式や構造諸元を持つボックスカルバート形状の鉄筋コンクリート構造物に対してパラメータスタディを実施した。その結果、ボックスラーメン構造では、かぶりコンクリートの剥落に対応した圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6}) を限界値とすれば、構造物全体変位に対して概ね最大耐力相当の領域に限界状態を設定可能であることが示された。

4. 統計的手法に基づく限界状態の設定

4.1 検討概要

曲げ卓越型のボックスラーメン構造において、ヒンジ領域の圧縮縁コンクリートひずみ $1\% (10000 \times 10^{-6})$ に達する時点の変形角（以下限界変形角）を算出するための評価式を導出し、その適用性を検討する。

4.2 パラメータスタディ

(1) 対象構造物とそのモデル化

対象構造物は、引張鉄筋と圧縮鉄筋が等量配筋された1層の鉄筋コンクリート製ボックスラーメン構造である。ただし、この考え方に基づく結果は多層構造に対しても適用可能である。地中にあるボックスラーメン構造が地震動を受けるとき、上載土による水平力、側方の地盤による土圧を受けてせん断変形する。これを図4.2-1に示すような剛な頂版に水平加力を受けて変形する構造系にモデル化する。このモデル化は、地中ボックスカルバートを最も簡略的に捉えたものである。

(2) 材料構成則

鉄筋の応力-ひずみ関係は、弾性係数を $2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 一定とし、ひずみ 0.2 で応力が降伏時の 1.5 倍となるバイリニア型と仮定した(図4.2-2参照)。またコンクリートに関しては、「示方書[構造性能照査編]」に記載されている標準モデルを用いた。すなわち、ひずみ 2000×10^{-6} に至るまでは同ひずみで最大値(圧縮強度)を示す放物線とし、それ以降 3500×10^{-6} で強度を完全に失うまでその値が維持される(図4.2-3参照)。

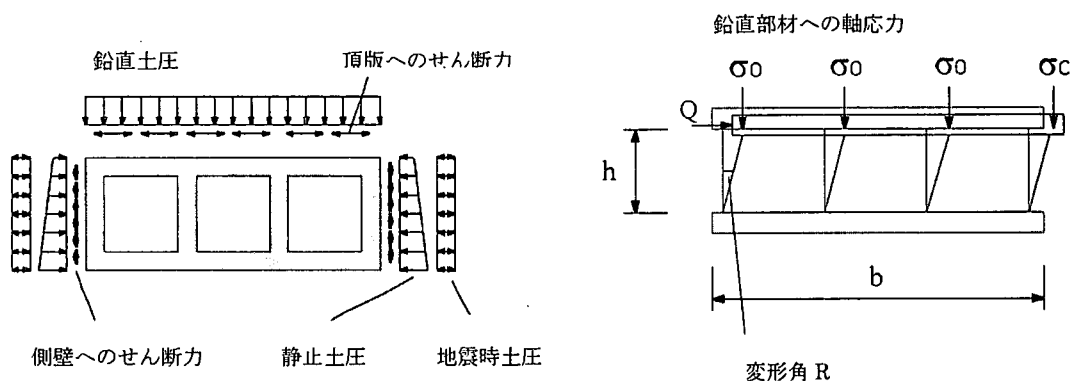


図 4.2-1 ボックスカルバートとその簡易モデル化

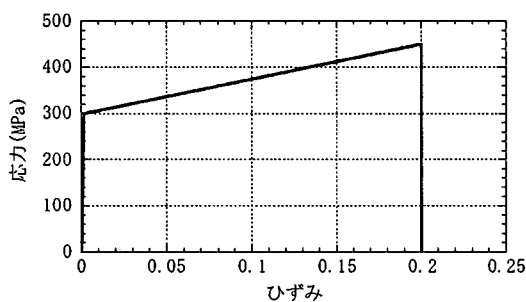


図 4.2-2 鉄筋の応力-ひずみ関係

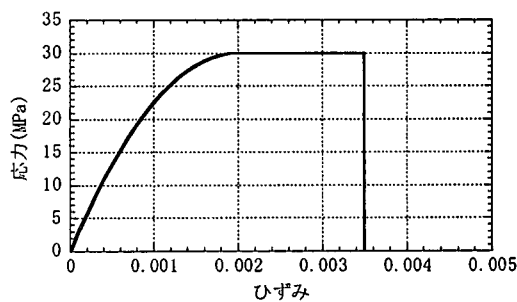


図 4.2-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

$$\sigma_{steel} = \begin{cases} E_s \varepsilon_{steel} & \left(\varepsilon_{steel} \leq \frac{f_y}{E_s} \right) \\ f_y + \frac{0.5f_y}{0.2 - \frac{f_y}{E_s}} \left(\varepsilon_{steel} - \frac{f_y}{E_s} \right) & \left(\frac{f_y}{E_s} < \varepsilon_{steel} \leq 0.2 \right) \end{cases} \quad (4.2-1)$$

$$\sigma_{conc} = \begin{cases} -\frac{f'_c}{0.002^2} (\varepsilon_{conc} - 0.002)^2 + f'_c & (\varepsilon_{conc} \leq 0.002) \\ f'_c & (0.002 < \varepsilon_{conc} \leq 0.0035) \\ 0 & (0.0035 < \varepsilon_{conc}) \end{cases} \quad (4.2-2)$$

- ここに、 σ_{steel} : 鉄筋の応力
 E_s : 鉄筋のヤング係数
 ε_{steel} : 鉄筋のひずみ
 f_y : 鉄筋の降伏強度
 σ_{conc} : コンクリートの応力
 f'_c : コンクリート圧縮強度
 ε_{conc} : コンクリートのひずみ

(3) 変形角算定手順

変形角の算定方法は梁理論に基いて弾性変形成分を、等価塑性ヒンジ長さを用いて塑性変形成分を導くという一般的な手法である。具体的手順を以下に示す。

断面計算の手順(図 4.2-4 参照)を用いて部材の曲げモーメント-曲率($M-\phi$) 関係を導出する。最初に引張鉄筋ひずみを与える。平面保持を仮定すると、次の適合条件式(4.2-3)が得られる。

$$\varepsilon_c = \frac{c}{d_t - c} \varepsilon_{st} \quad (4.2-3)$$

$$\varepsilon_{sc} = -\frac{d_c - c}{d_t - c} \varepsilon_{st} \quad (4.2-4)$$

- ここに、 ε_c : コンクリート圧縮縁ひずみ
 c : 中立軸深さ
 d_t : 引張鉄筋位置の深さ
 ε_{st} : 引張鉄筋ひずみ
 ε_{sc} : 圧縮鉄筋ひずみ
 d_c : 圧縮鉄筋位置の深さ

地中構造物において、主として土かぶりによってもたらされる軸力は、n 体の各壁に均等に分配する。

$$N_{member} = \frac{\rho_{soil} b Y D}{n} \quad (4.2-5)$$

- ここに、 N_{member} : 部材に作用する軸力
 ρ_{soil} : 地盤密度

- b : 構造物幅
- Y : 構造物奥行き
- D : 土かぶり厚
- n : 壁数

先の材料構成則と適合条件式から、軸方向の釣合式が導かれる。

$$Y \int_0^c \sigma_{conc} dx + \sigma_{steel,c} a_{sc} - \sigma_{steel,t} a_{st} = N_{member} \quad (4.2-6)$$

- ここに、 a_{st} : 引張鉄筋断面積
- a_{sc} : 圧縮鉄筋断面積

釣合式を満たす中立軸深さ c を試行錯誤的に見出した後、曲率および作用曲げモーメントが次式から導かれる。

$$\phi = \frac{\epsilon_{st}}{d_t - c} \quad (4.2-7)$$

$$M_{member} = Y \int_0^c \sigma_{conc} x dx + \sigma_{steel,c} a_{sc} (d_c - c) + \sigma_{steel,t} a_{st} (d_t - c) - N_{member} \left(\frac{d}{2} - c \right) \quad (4.2-8)$$

- ここに、 ϕ : 曲率
- d : 壁厚

次に上記で得られた $M-\phi$ 関係から水平荷重-変形角 ($Q-\gamma$) 関係を導出する。剛床仮定によって一体の壁体の曲げモーメントは図 4.2-5 左のように分布するから、水平荷重は曲げモーメントを構造物高さの 1/2 で除し、壁数を乗じることで算出される。

$$Q_{structure} = n \cdot \frac{M_{member}}{h/2} \quad (4.2-9)$$

- ここに、 h : 壁高さ
- $Q_{structure}$: 層せん断力

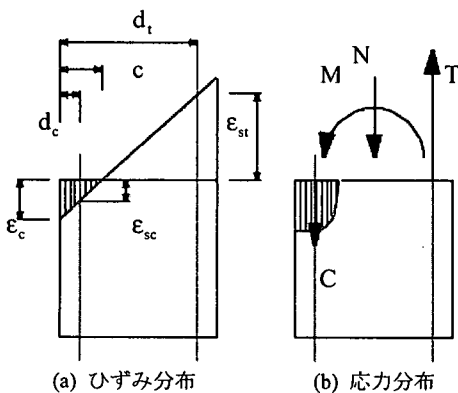


図 4.2-4 断面計算

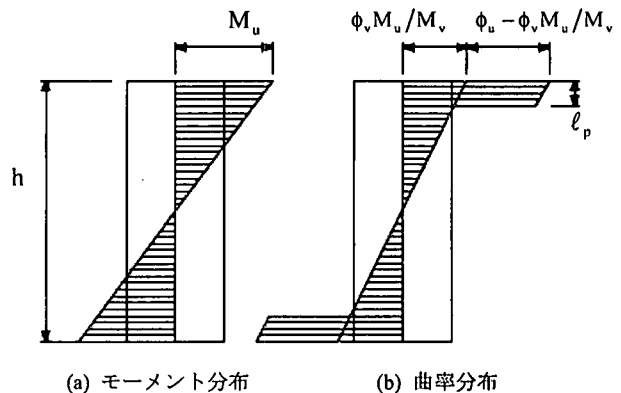


図 4.2-5 部材変形の計算

また、このときの曲率分布を等価塑性ヒンジ長さを用いて図 4. 2-5 右のように仮定すると、高さ方向の角度分布、変位分布がそれぞれ式(4. 2-11)および式(4. 2-12)で記述される。

$$\phi(z) = \begin{cases} \phi_y \cdot \frac{M}{M_y} \cdot \frac{z}{h/2} & \left(0 < z < \frac{h}{2} - l_p\right) \\ \phi_y \cdot \frac{M}{M_y} \cdot \frac{z}{h/2} + \left(\phi_0 - \phi_y \cdot \frac{M}{M_y}\right) \left(\frac{h}{2} - l_p < z < \frac{h}{2}\right) \end{cases} \quad (4. 2-10)$$

$$\theta(z) = \int_0^z \phi(z) dz + C_1 \quad (4. 2-11)$$

$$v(z) = \int_0^z \theta(z) dz + C_2 \quad (4. 2-12)$$

ここに、 ϕ_y : 降伏時の曲率
 M_y : 降伏時の曲げモーメント
 l_p : 等価塑性ヒンジ長さ
 θ : 回転角
 v : 変位

境界条件 (4. 2-13)式を与えて積分定数が定められれば、(4-14)式から変形角が得られる。

$$v(0) = 0 \quad \theta\left(\frac{h}{2}\right) = 0 \quad (4. 2-13)$$

$$\gamma = 2 \cdot v\left(\frac{h}{2}\right) / h \quad (4. 2-14)$$

等価塑性ヒンジ長さの評価式として次式を用いた¹⁹⁾。

$$l_p = 0.08 \cdot h/2 + 0.022 d_b f_y \quad (4. 2-15)$$

ここに、 l_p : 等価塑性ヒンジ長さ[m]
 d_b : 鉄筋直径[m]
 f_y : 鉄筋降伏強度[N/mm²]

第1項は材軸方向のモーメント勾配による影響を、第2項は、鉄筋の拔出しを考慮したものである。Paulayらは、一般的に考える寸法の部材について上式は部材厚の1/2程度の値を導き出すと述べている。なお、ここでは、鉄筋直径をパラメータとして加えることを避けるため、次式で示すように鉄筋直径はD10程度と小さく見積もった。

$$l_p = 0.08 \cdot h/2 + 0.022 \times 10^2 f_y \quad (4. 2-16)$$

(4)パラメータの設定

RC 地中構造物を代表するパラメータとして以下を考慮した。

$$\{h, t, \rho, f_y, f'_c, c_c, \sigma_{axial}\}$$

それぞれ、壁高さ, 壁厚, 引張鉄筋比, 鉄筋降伏強度, コンクリート圧縮強度, かぶり, 軸圧縮応力

軸応力のレベルを示す最後のパラメータは式(4.2-17)のように定義される。

$$\sigma_{axial} = 0.0098 \cdot \frac{\rho_{soil} b D}{n t} \quad (4.2-17)$$

ここに、 ρ_{soil} : 地盤密度 [g/cm^3]

b : 構造物幅 [m]

D : 土かぶり厚 [m]

n : 壁数

t : 壁厚 [m]

ただし、地盤密度は $1.8g/cm^3$ と仮定した。また、後の考察を容易にするため、コンクリート強度で無次元化した軸力比の形で表現することとした。コンクリートのかぶり厚は部材せい（壁厚）の $1/8$ に固定した。

各パラメータのレンジは以下に示すとおりである。材料特性, 構造物の寸法は通常考えられるよりも広いレンジを設定した。また、軸力比のレンジはおおよそ地下 30m 以浅を想定して上限を設定した。

- ・ 壁高さ/壁厚比
- ・ 壁厚
- ・ 鉄筋降伏強度
- ・ 鉄筋比（圧縮引張それぞれ）
- ・ コンクリート強度
- ・ 軸力比

解析は上記のレンジでさまざまな組合せについて実施した。

(4)結果

図 4.2-6 は、軸力比 0.0、壁厚 600mm、壁高さ 4800mm の条件下で材料物性をパラメトリックに与えた結果を鉄筋係数について整理したものである。鉄筋の降伏強度の増大とともに限界変形角が上昇している様子が分かる。また、鉄筋係数の非常に小さな領域で限界変形角が急激に上昇している。

図 4.2-7 は、軸力比 0.1、壁厚 600mm、壁高さ 4800mm の条件下で先と同じように材料物性をパラメトリックに与えた結果である。縦軸のオーダーが図 4.2-6 と比べて減少しており、軸力の増大に伴って変形性能が低下することを示している。軸力比 0.0 の場合と同様、鉄筋の降伏強度に応じて限界変形角は上昇している。また、鉄筋係数の増大に対して限界変形角は緩やかに増加している。

図 4.2-8 は、壁厚 600mm、壁高さ 4800mm、コンクリート強度 30MPa、鉄筋降伏強度 300MPa、引張鉄筋比 0.5%の他に、引張鉄筋ひずみが 2, 3, 10%の時点、コンクリート圧縮縁ひずみ 0.35% (3500×10^{-6}) の時点、圧縮鉄筋が降伏する時点もプロットし、各現象の発生順序を示している。この図から、軸力比の小さな領域すなわち地表面付近では引張鉄筋ひずみがかなり増大してからコンクリート圧縮縁ひずみが 1% (10000

$\times 10^{-6}$)に達し、その後に圧縮鉄筋が降伏するのに対し、地中深くでは引張鉄筋ひずみが増大しないままに圧縮鉄筋が降伏し、その後にコンクリート圧縮縁ひずみが 1% (10000×10^{-6})に達するという順序であることが分かる。

図 4.2-9 は、検討した全ケースを、壁高さ/壁厚比—基準変形角空間にプロットしたものである。縦軸は壁厚 600mm, 壁高さ 4800mm のケースで基準化しており、実際にはこの基準ケースにおける値に対する倍率が示されている。材料物性・軸力比を問わず、限界変形角は壁高さ/壁厚比と線形に近い関係がある。

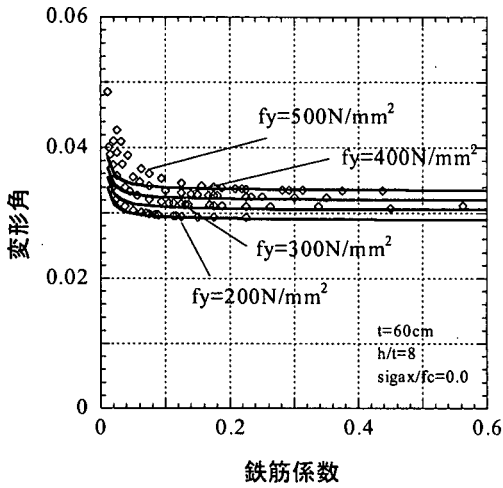


図 4.2-6 軸力比 0.0 の場合の検討結果

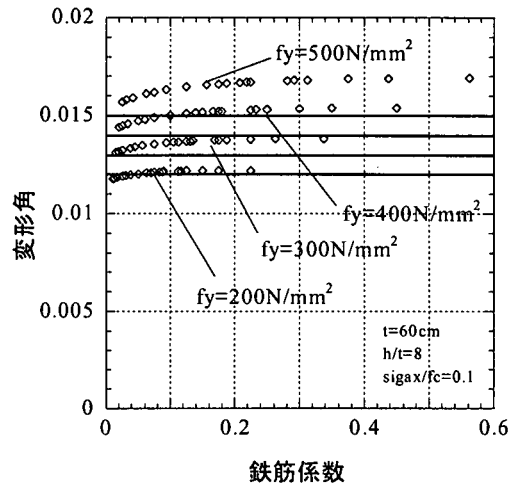


図 4.2-7 軸力比 0.1 の場合の検討結果

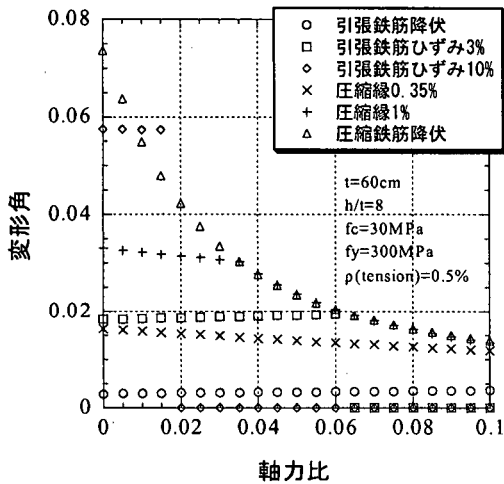


図 4.2-8 軸力比の影響

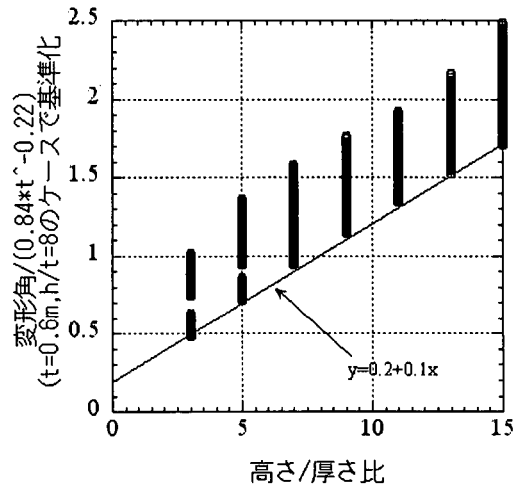


図 4.2-9 構造寸法の影響

4.3 評価式とその適用

(1) 評価式

評価式は、軸力比が 0.0 の場合(半地下構造物に相当, 式(4.3-2))と軸力比が 0.1 の場合(式(4.3-3))のそれぞれにおける値を算出し、軸力比に関して線形補間する形式をとる(式(4.3-1)参照)。図 4.2-8 において、圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6})のプロット群は、マクロに見れば単調減少する直線で近似可能であると判断した。式(4.2-4)は寸法が限界値に及ぼす影響、および評価高さの補正を含む。寸法の影響は図 4.2-9 より、材料物性や軸力比とは独立に評価できるものと判断した。

$$R_{10000} = R_{10000,gr} + \frac{\sigma_{axial}/f'_c - 0.1}{-0.1} (R_{10000,air} - R_{10000,gr}) \quad (4.3-1)$$

$$R_{10000,air} = K_1 \cdot K_2 \cdot \left(0.00005 \left(\frac{\rho f_y}{f_c} \right)^{-1} + 0.026 + 0.003 \cdot \frac{f_y}{200} \right) \quad (4.3-2)$$

$$R_{10000,gr} = K_1 \cdot K_2 \cdot \left(0.010 + 0.002 \cdot \frac{f_y}{200} \right) \quad (4.3-3)$$

$$K_1 = 0.84t^{-0.22} \left(0.2 + 0.1 \frac{h}{t} \right) \cdot \frac{h}{H} \quad (4.3-4)$$

R_{10000}	: 限界変形角 (コンクリート 1% (10000×10^{-6}) に対応する変形角)
$R_{10000,air}, R_{10000,gr}$: それぞれ軸力比 0.0, 0.2 の場合の限界変形角
K	: 構造寸法に関する係数
h	: 壁高さ [m]
H	: 構造物の高さ [m]
t	: 壁厚 [m]
σ_{axial}	: 上載土による軸応力 [N/mm ²]
f_y	: 鉄筋降伏強度 [N/mm ²]
ρ	: 引張鉄筋比
f'_c	: コンクリート圧縮強度 [N/mm ²]

本式の構築に当たって変化させたパラメータ範囲は以下のとおりである。

- ①二次元ラーメン構造である
- ②部材はせん断破壊しない
- ③壁高さ/壁厚比 : $3 \leq h/t \leq 15$
- ④壁厚 : $100 \leq t \leq 3000$ [mm]
- ⑤鉄筋降伏強度 : $200 \leq f_y \leq 500$ [N/mm²]
- ⑥鉄筋比 (圧縮引張それぞれ) : $0.25 \leq \rho \leq 2.5$ [%]
- ⑦コンクリート強度 : $20 \leq f'_c \leq 50$ [N/mm²]
- ⑧軸力比 : $0 \leq \sigma_{axial}/f'_c \leq 0.1$
- ⑨かぶり厚が壁厚の 1/6~1/8 である。
- ⑩頂版と底版の厚さは壁厚よりも大きい。

図 4.3-1 は、作成した評価式を、パラメータスタディの全ケースに対して適用し、その結果をパラメータスタディにおける計算値(断面計算と塑性ヒンジの評価に基づく計算)と比較した図である。各パラメータの影響をよく反映した定式化となっていることがこれによって示されている。同様の検討に基づいて、引張鉄筋降伏・コンクリート圧縮縁ひずみ 0.35% (3500×10^{-6})・圧縮鉄筋降伏などの損傷に対する変形角評価式が作成されている²⁰⁾。ただし、本検討では圧縮鉄筋にもバイリニア型の弾塑性構成則を用いている点が文献と異なっていることを付言する。

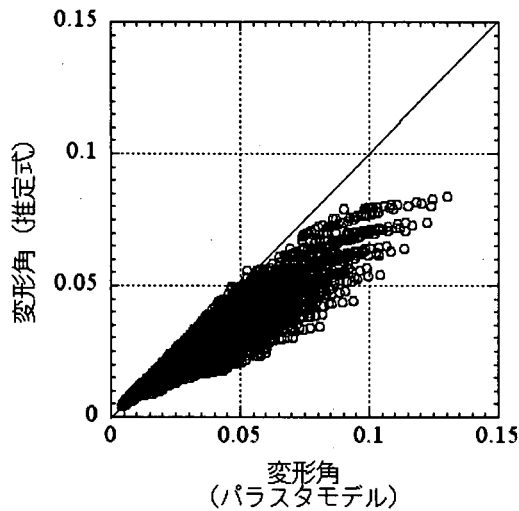


図 4.3-1 評価式の精度

(2) ボックスカルバートの水平載荷試験への適用

作成した評価式を、ボックスラーメン構造の水平載荷実験に適用した。適用対象は4体である^{13), 21)}。最初の2体1999岩着試験体と1999非岩着試験体(図4.3-2, 技術資料Ⅱ参照)は、コンクリート圧縮強度35MPa, 鉄筋降伏強度250MPa, 引張・圧縮鉄筋比ともに0.5%, 壁高さ/壁厚比13.5であり, それぞれ1.5m, 3.0mの土かぶり厚に相当する重錘が載せられている。試験体は2体ともほぼ同じ挙動を示し, 頂部変位5mm(変形角0.0037)で材端が降伏, 150mm(0.11)で材端の鉄筋破断が始まって耐力が低下するという破壊過程を辿っている。後の試験体2体S2, S3(図4.3-3参照)は, コンクリート圧縮強度30MPa, 鉄筋降伏強度350MPa, 引張・圧縮鉄筋比ともに0.5%, 壁高さ/壁厚比5.4(ハンチは高さ分を含むものとする)である。それぞれ土かぶり厚20m相当の鉛直荷重で両側繰返し載荷, 土かぶり厚5m相当の鉛直荷重で両側繰返し載荷が行われている。この2者のように側壁と隔壁の厚さが異なる場合, 評価式では厚さの大きな壁ほど変形能力が小さいと判定されるので, 最も大きな壁厚を入力として適用する。ただし, これは構造物単位の巨視的判断基準として本式を用いるに当たっての工学的判断であり, 厳密に限界変形を支配する壁を特定するには, 軸力の各壁への配分にも精度が要求されることになる。

図4.3-2および図4.3-3の右に示すグラフは, 評価結果を実験の荷重-変形関係上にプロットしたものである。実験データからは, コンクリートの圧縮ひずみが1%(10000×10^{-6})に達した時点は特定できないが, 4体ともに最大耐力近傍の変形角値を捕えている。

(3) 材料非線形解析との比較検討

作成した式による評価値と, 材料非線形有限要素解析において構造物の一部の圧縮ひずみが1%(10000×10^{-6})に達した時点の変形角とを比較検討した。図4.3-4はその結果であり, 両者はよく適合していることが分かる。

(4) 実構造物への適用

実際に発電所施設を構成しているボックスカルバートの寸法データを基に, 提案式を適用した結果を示す

(図 4.3-5 参照)。ただし、材料物性は今回の調査で明らかにならなかったため、鉄筋降伏強度 300N/mm^2 、引張鉄筋比 0.5% 、コンクリート圧縮強度 30N/mm^2 を一律に仮定した。この図から既存構造物の変形性能は $1/100$ が下限となっている様子が読み取れる。

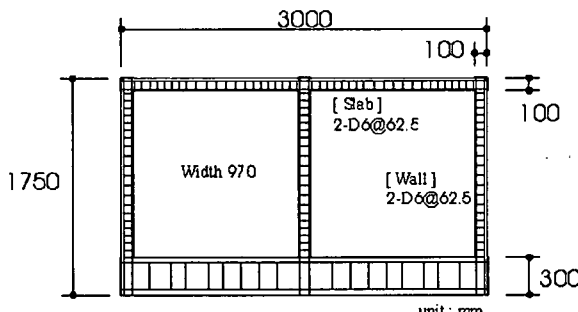


図 4.3-2 1999 試験体 (岩着・非岩着共通) と実験データへの評価結果のプロット

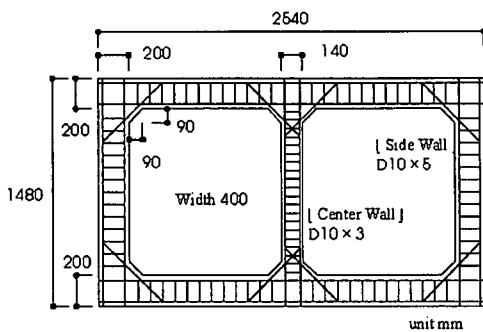
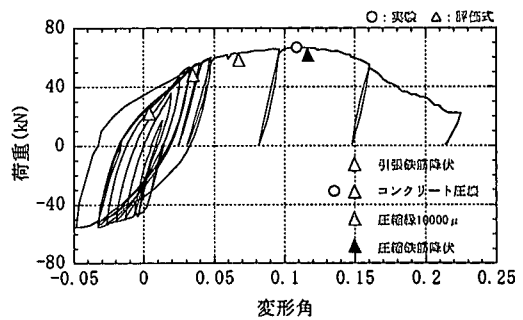


図 4.3-3 S2・S3 試験体 (共通) と実験データへの評価結果のプロット

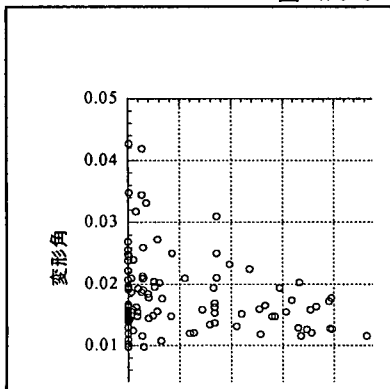
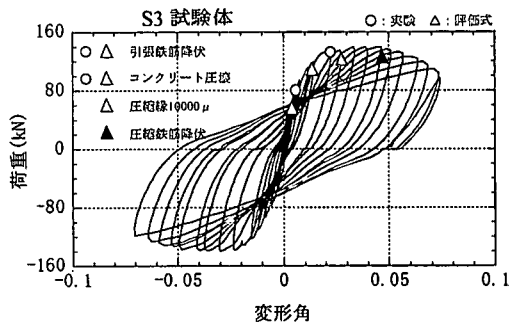
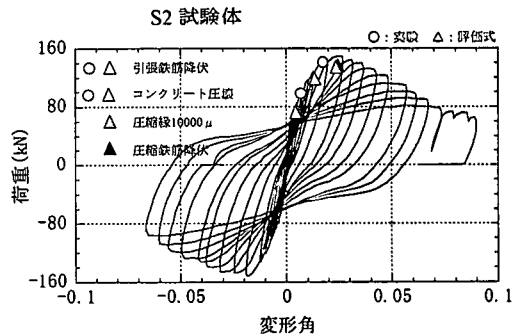


図 4.3-4 詳細解析 (2次元FEM) との比較

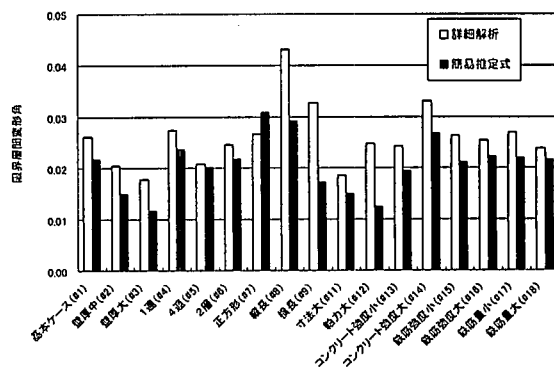


図 4.3-5 実構造物への適用

5. まとめ

地中構造物の限界状態の設定に関する検討結果をまとめると次の通りである。

①実験結果に基づく限界状態の設定

既往のボックスラーメン構造の実験結果を調査し、荷重－変位関係の包絡履歴と損傷状況の関係を整理、再評価した。その結果、部材がせん断破壊しないように設計された構造物では、かぶりコンクリートの剥落を回避すれば、耐荷力の低下が回避でき、履歴の安定性や再現性が確保される。また、構造物が崩壊しないことを安全側に保証する目安としては、層間変形角 1/100 程度とすることが可能である。

②非線形解析に基づく限界状態の設定

実規模海水管ダクトを対象として、地盤－構造物連成地震応答解析結果とプッシュオーバー解析結果の比較を行った結果、層間変形角などの構造系全体の变形に着目した検討では、プッシュオーバー解析を用いることは妥当であると判断された。また、種々の構造形式や構造諸元を持つボックスラーメン形状の鉄筋コンクリート構造物に対してパラメータスタディを実施した結果、かぶりコンクリートの剥落に対応した圧縮縁コンクリートひずみ 1% (10000×10^{-6}) を限界値とすれば、構造物全体変位に対して概ね最大耐力相当の領域に限界状態を設定可能である。

③統計的手法に基づく限界状態の設定

曲げ卓越型のボックスラーメン構造において、ヒンジ領域の圧縮縁コンクリートひずみが 1% (10000×10^{-6}) に達する時点の変形角(以下限界変形角)を算出する評価式を、パラメータスタディとその統計処理結果に基づいて作成し、その適用性を確認した。

[(財)電力中央研究所 遠藤達巳, 松尾豊史, 宮川義範, 松本敏克]

【参考文献】

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編[平成8年制定]，1996.7
- 2) 石川博之，末広俊夫，金津努，遠藤達巳，松本敏克：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第26回日本地震工学研究発表会論文集，2001.8.
- 3) 1995年兵庫県南部地震被害調査速報：電力中央研究所報告・調査報告，U94042，1995.2
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告：阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，丸善，1995.2
- 5) 岡村 甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5.
- 6) 平松良雄，岡田 清，岡 行俊，小柳 治，水田義明：剛性試験機の設計・製作とコンクリートの剛性試験結果について，材料 Vol.24, 260号，1975
- 7) 谷川恭雄，西川公三，小坂義夫：高剛性変位速度制御圧縮試験機の試作・開発並びにコンクリートの塑性変形挙動に関する複合材料論的考察，AIJ論文報告集260号，1977
- 8) 小坂義夫，谷川恭雄，山田和夫，畑中重光：多軸圧縮下のコンクリートの塑性変形挙動に関する研究，JCI年次，1983
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997.7
- 10) 宮川義範，松尾豊史，末広俊夫，松本恭明：ボックスカルバートの水平載荷試験とその解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp241-246, 2000.7
- 11) 遠藤達巳，坂上明，竹内幹雄，岩橋敏広：耐震性向上構造形式を取り入れたボックスカルバートの載荷実験，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp805-808, 1997.7
- 12) 武田智吉，石川博之，足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価，電力土木，No.279, pp72-76, 1999.1
- 13) 本田国保，足立正信，石川博之，長谷川俊昭：水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.21, No.3, pp1261-1266, 1999.6
- 14) 仲村治朗，橋泰久，平松住雄：既設地中構造物を用いた耐震実験：電力土木，No.288, pp54-58, 2000.7
- 15) 平松住雄，橋泰久，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物を用いた地震時耐力・変形性能照査に関する載荷実験，第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災向上に関するシンポジウム論文集，pp175-178, 2000
- 16) 橋泰久，佐藤誠，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する研究-その1 載荷実験に基づく非線形挙動の検討-，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp889-892, 2001.8
- 17) 原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル，土木学会，1992.
- 18) 松尾豊史 遠藤達巳，大友敬三，福本彦吉：鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の開発（その4）材料非線形モデルに基づいた限界状態の設定，第11回日本地震工学シンポジウム，2002.11.
- 19) Paulay, T., Priestly, M. J. N. : Seismic Design of Reinforced Concrete And Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc., 1992
- 20) 宮川義範，松本敏克，金津 努：RCボックスカルバート構造の変形性能評価法に関する提案，電力中央研究所報告，2000
- 21) 宮川義範 松尾豊史，末広俊夫，松本恭明：ボックスカルバートの水平載荷試験とその解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22, 2000