

箱型地中構造物の地震時断面力の履歴特性に関する解析的考察

A discussion on hysteresis nature of member force developed in box type in-ground structures during earthquakes based on numerical simulation

松本敏克*, 大友敬三**, 松井淳**, 坂田勉*

Toshikatsu Matsumoto, Keizo Ohtomo, Jun Matsui, Tsutomu Sakata

*株式会社ニュージェック 技術開発グループ (〒542-0082 大阪府大阪市中央区島之内1-20-19)

**財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

The present paper discusses the characteristic of hysteresis of member force developed in box type in-ground structures during the 1995 Great Hanshin earthquake, based on numerical simulation. Several case studies including different type structures are carried out using appropriate ground motions for the specific site. In this calculation, dynamic interaction between soil and structure, elasto-plastic behavior, etc, are considered. As a result, the hysteresis of member force of structures, interactive relationship between bending moment and axial force, is expressed as a simple moment-axial force ratio.

Key Word : box-type in-ground structure, member force hysteresis, moment-axial force ratio, non-linear seismic analysis

キーワード：箱型地中構造物, 断面力履歴, 曲げ軸力比, 非線形地震応答解析

1. はじめに

地下鉄等の地中 RC 構造物に未曾有の被害をもたらした 1995 年の兵庫県南部地震を契機として, この種の構造物の地震時挙動が明らかにされ, 構造物のじん性能に期待した耐震設計法が提唱されるようになった¹⁾²⁾. このような耐震設計法における解析手法は, 動的効果を考慮することはもちろんとして, 地盤および構造物を連成系として扱いその連成作用を考慮することや, 地盤と構造物のそれぞれの非線形性を合理的に評価することが求められるようになった.

断面力は, そのような耐震設計においても重要な評価指標の一つであり, それらの履歴の相互相関が軸曲げやせん断の破壊形態に影響を及ぼすことが知られている. 解析手法によっては, 断面力履歴の相互相関をあらかじめ想定する必要がある, これが入力条件として要求される場合もある. また, 破壊判定においても常に適当な履歴特性を想定している場合もある. ところが地中構造物では, RC 部材のみならず地盤物性についても非線形性が顕著であり, 動的相互作用が伴うことにより断面力の履歴挙動が複雑となることが予想される.

従来からも断面力の履歴特性は部材単位での評価はなされており, 適宜, 破壊判定等に用いられたりしている^{3),4)}. ところが部材相互の力学特性と履歴挙動との関

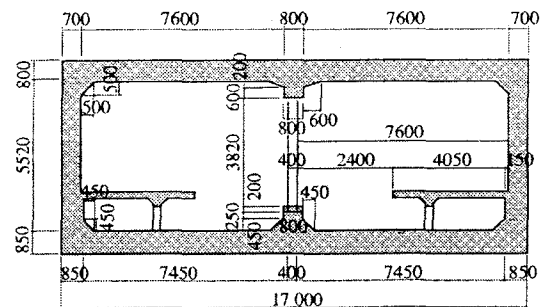


図-1 対象構造物の概要図 (単位: mm)

連という観点からの評価は十分とはいえない. 各部材毎に断面力履歴の相互相関に関する特性を明らかにすることは重要であると考えられる.

一方, 筆者らは, 兵庫県南部地震で被災した地中 RC 構造物の被害事例の解析的分析と検証を行ってきた⁴⁾. 本論では, その際に用いた解析手法により, 断面力履歴の相互相関に関する特性に着目し, とくに軸力と曲げに関する履歴特性を部材の力学特性に照らして評価することを試みた.

ここでは, 兵庫県南部地震で大きな損傷を受けた神戸高速鉄道大開駅を代表地点として採り上げ, 地盤・構造物連成系の非線形地震応答解析を実施し, それに基づいて断面力の履歴特性を評価した. また, 地下式・半地下

表-1 大開駅中柱の構造諸元

寸法	B40cm×D100cm×H382cm
引張鉄筋量 (引張鉄筋比)	88.6cm ² (2.6%)
せん断補強筋量 (せん断補強筋比)	4.5cm ² (0.13%)
コンクリート圧縮強度 (設計基準強度)	38.7N/mm ² (24.5N/mm ²)
鉄筋降伏強度 (許容応力度)	318N/mm ² (143N/mm ²)

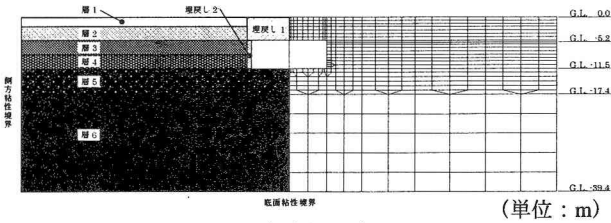


図-2 解析モデル図

式というような構造形式の影響等の観点からも、部材の力学特性との関連について考察を行った。

2. 対象構造物の概要

大開駅の構造は、図-1に示すような1層の2連ボックスラーメン構造であり、約5mの土被りを有している。また、奥行き方向に3.5mの間隔で、幅0.4m×奥行き1mの断面を有する中柱が配置されている。中柱の諸元を表-1に示す。常時の軸方向応力は、11N/mm²程度であり普通コンクリートの設計基準強度の約1/2程度にも達しており、高い軸力レベルにあることがわかる。

3. 地震応答解析の概要

構造物の動的挙動を把握するために、地盤・構造物連成系としてモデル化し、地盤および構造部材の非線形性を考慮した有限要素法による時間領域の地震応答解析を実施した。解析モデルは、地盤を平面ひずみ要素、構造物をはり要素とし、底面粘性境界、側方粘性境界を用いた。解析モデルは図-2のとおりである。なお、この解析は微小変形理論に基づいた解析である。

3.1 地盤条件

地盤の速度構造や物性は既往の研究⁵⁾と同一とした。地盤の初期物性を表-2に、せん断剛性低下率と減衰定数のひずみ依存特性を図-3に示す。GL-39.4m以深にせん断波速度Vs=500m/sec程度の大坂層群が存在すると仮定し、この層の上面を工学的基盤と考え、モデル底面とした。表層の土質材料の非線形性は、図-4に示すR-Oモデルにより表現した⁶⁾。大ひずみ領域の地盤の応力-ひずみ履歴を精度よく表現するために、G/G₀~γ、h~γ曲線上で、大ひずみ領域のひずみ値1%を目安に、この

表-2 大開地点の地盤の初期物性⁵⁾

地層区分	深度 (G.L.m)	土質	単位体積重量γ (kN/m ³)	せん断波速度Vs (m/sec)	せん断弾性係数G ₀ (N/mm ²)	ポアソン比ν
層1	2.1	シルト	19.0	140	38.0	0.333
層2	5.2	砂質土	19.0	140	38.0	0.488
層3	8.4	砂質土	19.0	170	56.0	0.493
層4	11.5	粘性土	19.0	190	70.0	0.494
層5	17.4	粘性土	19.0	240	112.0	0.490
層6	39.4	礫	20.0	330	222.0	0.487
基盤	-	礫	21.0	500	535.0	0.470

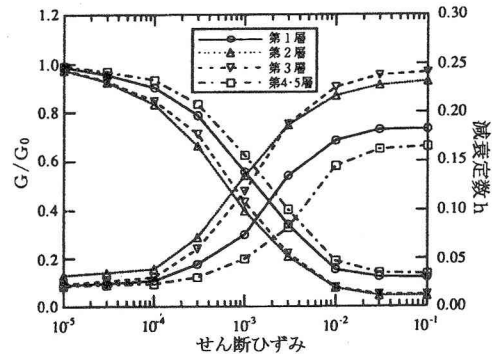


図-3 地盤材料のひずみ依存特性⁵⁾

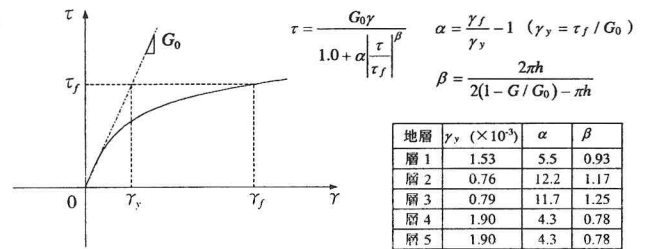


図-4 地盤の非線形特性 (R-Oモデル)

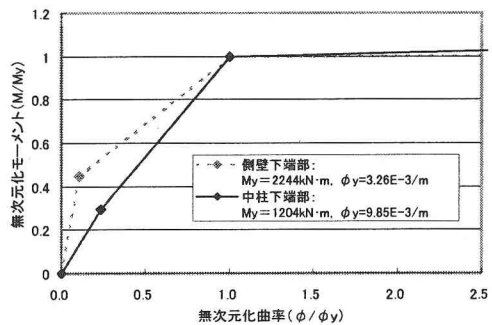


図-5 部材の非線形特性 (武田モデル)

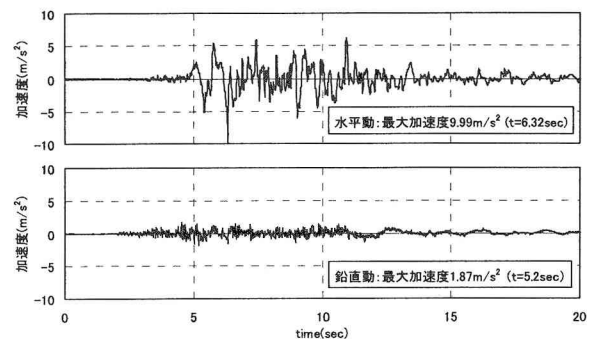


図-6 入力地震動の時刻歴波形

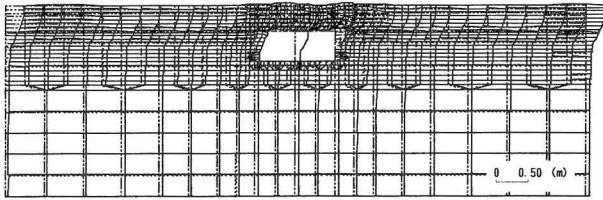


図-7 最大変形図

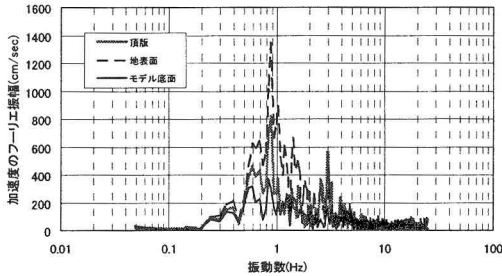


図-8 応答加速度のフーリエスペクトル

ひずみレベルでの G/G_0 , h を参照して非線形パラメータを設定した。また、飽和地盤の間隙水中を伝播する鉛直動の応答に対する地盤の剛性を適切に考慮するため、ひずみレベルによらず地盤の体積弾性係数は一定とした⁷⁾。なお、層6については線形弾性体としてモデル化した。

3.2 構造条件

RC 部材の曲げに関する非線形性はトリリニア型の $M-\phi$ 曲線（武田モデル）を用いることとした⁸⁾。各勾配は、ひび割れ、鉄筋降伏、終局の各特性点を結ぶものとして定義した。図-5 に解析に用いた $M-\phi$ モデルの一例を示す。せん断については線形として扱った。なお、隅角部には剛域を設け、側壁のホーム下・中柱上下端部の断面急拡大部分は、密な配筋状況も勘案して、弾性要素として扱った。

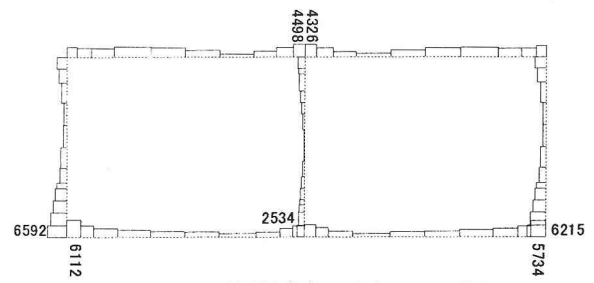
3.3 検討用地震動

検討用地震動は、当該地点におけるサイト特性を考慮して、大阪層群上面での兵庫県南部地震の観測記録に相当するポートアイランド地中観測波に基づく地震動を選定した⁹⁾。水平動は観測地点表層部の非線形性の影響を考慮し、時間領域にて上昇波 E と下降波 F を分離し上昇波のみを取り出した波である¹⁰⁾。鉛直動は、非線形性の影響が小さいと考えられるので観測波そのもの (E+F) を 2E 波とみなしている¹¹⁾。図-6 に露頭波としての加速度時刻歴波形 (2E 波) を示す。これらを解析モデルの底面粘性境界を介して、水平動、鉛直動を同時に入力した。

4. 解析結果と考察

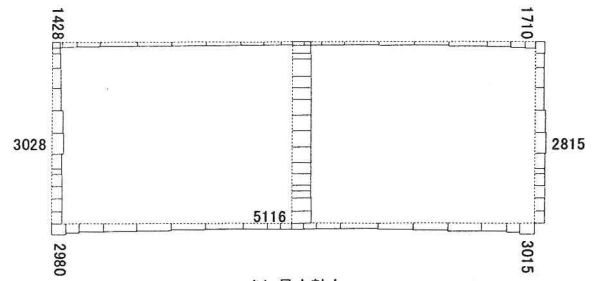
4.1 地盤と構造物の変位・加速度応答

地盤・構造物系の最大変形図を図-7 に示す。礫層との境界 (GL-17.4m) を境に、表層地盤が大きく変形してお



(a) 最大曲げモーメント

単位: $kN \cdot m / 3.5m$



(b) 最大軸力

単位: $kN / 3.5m$

図-9 最大断面力の分布図

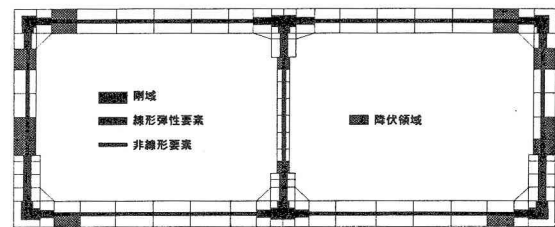


図-10 構造物の塑性状況

り、地表面変位は 30cm 程度である。1 次のせん断変形モードが卓越しているようであり、構造物の変形は地盤変形に追随している様子が伺える。また、構造物の最大の水平層間変位は 15cm 程度であり、層間変形角は 0.02 程度となる。文献 1 では、構造物の崩壊の目安として、限界の層間変形角を示している。条件にもよるがその値は 0.01~0.02 程度である。この値と同程度の応答が生じており、限界状態に近い状態にあると考えられる¹²⁾。

図-8 には、応答加速度のフーリエスペクトルを示す。1Hz, 3Hz 付近で地盤の地表面応答が卓越しており、それぞれ、1次、2次の振動モードに対応している。また、構造物応答も地盤応答に同調している。健全な構造物単体の固有振動数は 9Hz 程度と地盤の卓越振動数に比べて高いことから、構造物単体の弾性振動が励起されていないことも確認できる。これらは、構造物変形が地盤変形に追随することを裏づけるものと考えられる。

4.2 断面力の最大応答

構造物の最大断面力の分布状況を図-9、損傷状況を図-10 に示す。奥行き方向 3.5m 間隔に 1 本の割合で中柱が配置されているので、奥行き方向に断面力を平均化するために、3.5m あたりの断面力を示している。隅角部の曲げモーメントが大きく、土圧の影響で高次の分布形状と

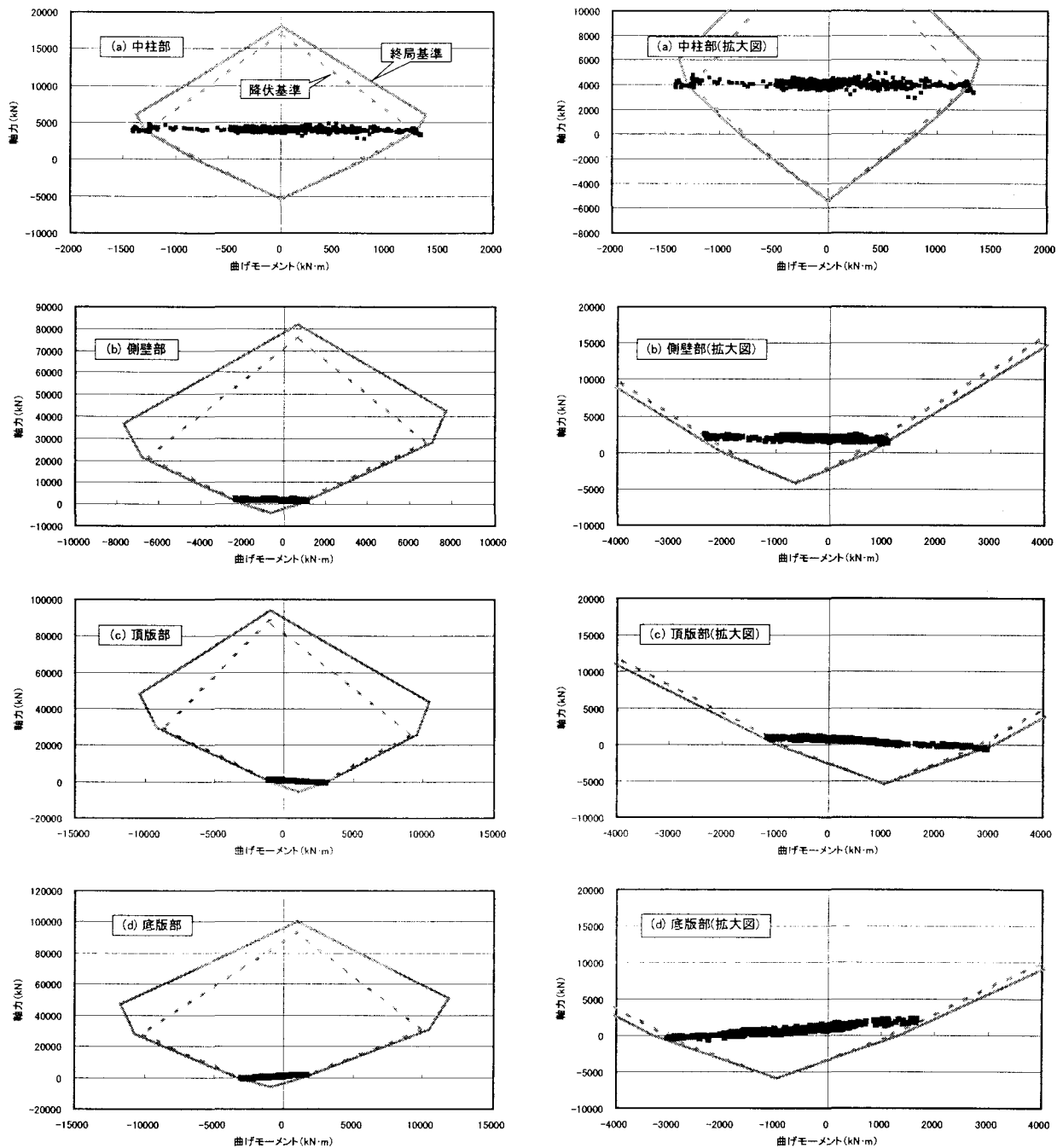


図-11 断面力履歴

なっている。大きな層間変形を伴う地中構造物に特有の断面力分布である。また、中柱は小断面であり軸力が大きい。また、ほぼすべての隅角部付近に鉄筋降伏が生じているので、構造物全体としての剛性は大きく低下していると考えられ、図-7のように地盤に同調して挙動することの裏づけになるものと思われる。

4.3 断面力の履歴挙動

(1) 終局破壊基準

図-11 は曲げモーメント M と軸力 N の相関図である。降伏および終局の破壊基準を併記している。評価対象とした箇所は損傷が大きいところであり、耐震設計上でも

評価対象となる箇所である。ここで、降伏の破壊基準とは、引張側もしくは圧縮側の鉄筋が降伏する場合（すなわち、鉄筋降伏ひずみ 1540μ に達する場合）であり、終局の破壊基準とは、引張側で鉄筋が降伏し圧縮側でコンクリートの圧縮縁が破壊する場合（すなわち、コンクリートの終局ひずみ 3500μ に達する場合）である。終局破壊基準について破壊事象の概念を図-12 に示す¹²⁾。これらの事象は、曲げモーメント M と軸力 N の比で与えられる偏心量 ($e=M/N$) の増減により記述される。破壊基準が最も膨らむ時点（すなわち、最大の曲げ耐力を与える時点）は、釣合い破壊状態と呼ばれ、引張側の鉄筋降伏と圧縮側のコンクリート破壊が同時に生起する場合で

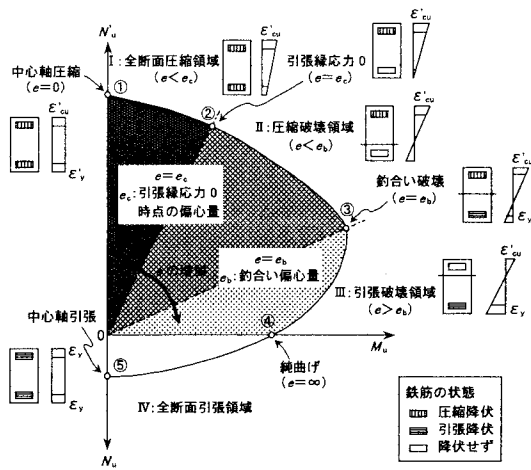


図-12 終局の破壊基準の概念図 (M-N 相関図)
(文献 13 の図面に加筆)

ある。一般に軸力と曲げを受ける部材については、鉄筋の引張降伏先行型の破壊モード（純曲げ状態と釣合い破壊状態の間に位置する領域）となるような設計法がコンクリート標準示方書に規定されている¹⁴⁾。

(2) 地盤に接しない部材の断面力の履歴挙動

中柱は地盤に接しておらず、主として部材端から変位荷重を受ける部材である。相関図において終局破壊基準に達し、明らかに終局曲げ破壊に至ったと判定される。その履歴は、多少の軸力の変動を伴うものの、釣合い破壊時の断面耐力の大きさにくらべれば軸力変動量は小さく、ほぼ軸力が一定の状態でも直線的に推移していることがわかる。ただ、軸力が多少ばらつく原因は次のように考えられる。中柱の軸力変動は上載土に作用する鉛直慣性力に起因することが知られており^{15),16)}、そのため鉛直地震動の影響を大きく受ける。一方、曲げモーメントは主として地盤のせん断振動に伴う層間変形に起因するため、水平地震動の影響が大きい。軸力および曲げモーメントの主たる発生要因が異なるため、結果的に M-N 経路は多少ばらつくことになる。図-13 に中柱の軸力と頂版に作用する直土圧合力の時刻歴を示す。両者が概ね一致しており、鉛直慣性力に起因する動土圧合力が軸力変動量に転化されたことを示すものである。なお、この部材はせん断耐力も不足しており、最終的な破壊形態は曲げせん断型と考えられている^{4),9)}。

(3) 地盤に接する部材の断面力の履歴挙動

中柱以外の地盤に接する部材は、主として部材端からの変位荷重と地盤反力をうける部材であるが、これについても鉄筋降伏に至るほど十分に大きな断面力となっている。それらの履歴については底版部の拡大図のように曲げモーメントと軸力の増分がほぼ直線状に推移しており、ある勾配を有する N/M 比が定義できそうである。この値は慣用的に用いられる偏心量 e (もしくは曲げ軸力

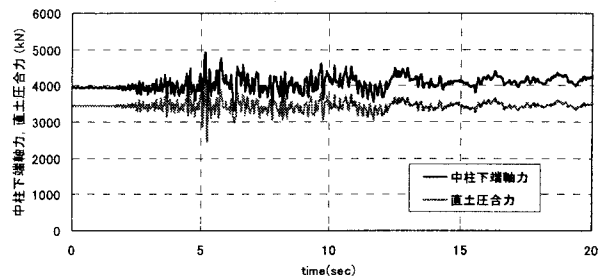


図-13 中柱軸力と頂版の直土圧合力との関係

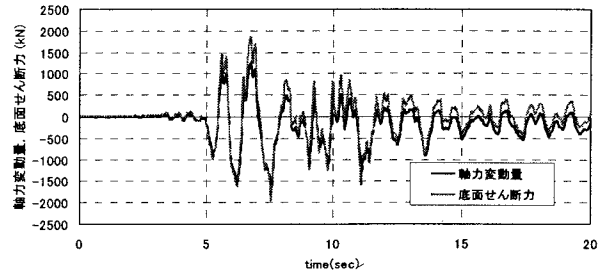


図-14 底版軸力変動量と底面せん断力との関係

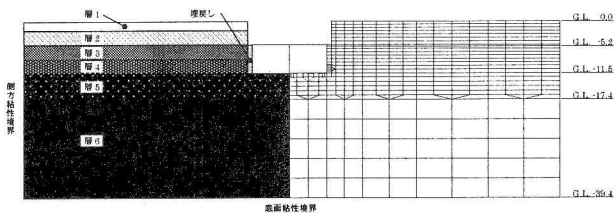
比=M/N) の逆数となっている。中柱と比較して N/M 比の勾配が多少とも大きくなるのは、これらの部材が地盤に接しており、土圧の影響を受けるためと考えられる。図-14 に底版の部材両端間の軸力変動量と底版に作用する地盤のせん断応力の合力（以下、底面せん断力）の時刻歴を示す。両者は良好に一致している。底面せん断力がほぼ周期 1 秒で推移しているが、図-8 の地盤の 1 次卓越振動数とも整合している。これらは、部材に作用するせん断応力が軸力変動量に転化されたことを示すものと考えられる。このせん断応力は地盤のせん断振動に起因すると考えられる。また、曲げモーメントも地盤のせん断振動に伴う層間変形に起因するので、モーメントと軸力は互いに連成すると考えられ、結果的にある勾配を有する N/M 経路上を推移するものと考えられる。

(4) まとめ

地盤や RC 部材の非線形性が顕著であり、連成作用が伴うことにより現象が複雑となることが予想された系であるにもかかわらず、曲げモーメント M と軸力 N の履歴の相互相関に関しては、部材に依らずほぼ線形的に推移することが認められたところが重要と考えられる。

5. 構造形式の影響について

これまで、大開駅に代表される上載土を有する箱型の地下式構造についての検討を行った。このような構造物は総じて軸力レベルが大きいのが特徴である。上載土を有しない半地下式構造の場合には、軸力レベルが小さくなることが予想される。そこで、軸力レベルが曲げモーメント M と軸力 N の相関に及ぼす影響の観点から検討を行った。



(単位：m)

図-15 半地下式箱型構造物の例

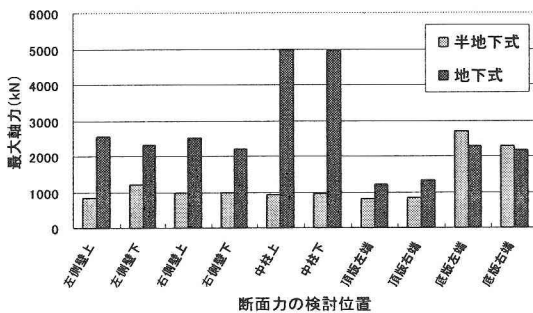
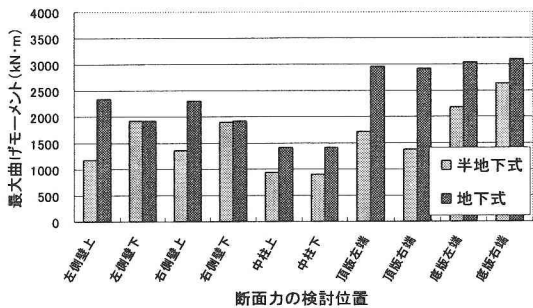


図-16 塑性化した部位の最大断面力の比較

5.1 対象構造物および解析条件

検討の対象とした構造物は図-15 に示すような半地下式の箱型構造物である。地下区間への導入部や掘割区間等の構造物を想定している。大開駅とは形状や寸法は同一で、上載土を剥ぎ取った地盤条件となっている。剥ぎ取られた部分の側面については、本来は連続地中壁等で崩れないような構造が施されるが、本論では、地下式構造との比較のため、新たな構造は設けず、側方の自由地盤と同一変位を有するような拘束条件を付与した。なお、これら以外の条件については先の検討と同一である。

5.2 解析結果と考察

各部材の最大断面力を図-16 に示す。各部材での評価位置は塑性化が進展した位置とした。塑性化の状況は図-17 のとおりである。水平部材の曲げモーメント、および、鉛直部材の軸力については、地下式に比べ半地下式の方が低減している。とくに、頂版の曲げモーメント、中柱の軸力が著しく低減している。これは上載土を剥ぎ取ったことにより、上載土の自重や鉛直慣性力の作用がなくなった影響と考えられる。また、鉛直部材の曲げモーメント、水平部材の軸力については、構造形式による差は先のグループほど大きくはない。むしろ、底版軸力

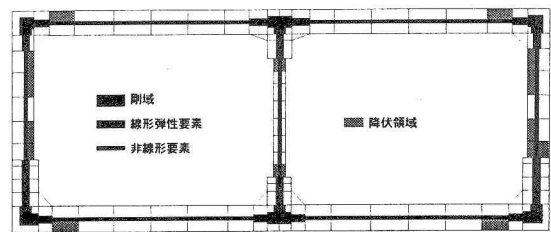


図-17 構造物の塑性状況 (半地下式構造物)

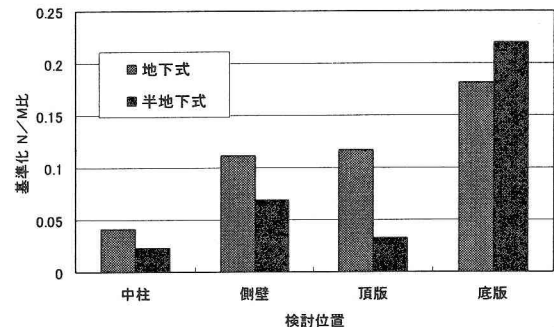


図-19 箱型地中構造物の N/M 比のまとめ

に関しては地下式よりも半地下式の方が若干大きくなっている。また、側壁の内側の鉄筋降伏が顕著になっている。これらは、地中箱型構造物の層間変形に対して支配的な荷重とされる水平方向の上載土慣性力が作用しないために¹⁷⁾、側壁に作用する直土圧の影響が相対的に大きくなったことが原因と考えられる。ただし、側壁上部の曲げモーメント、頂版の軸力の低減量が多少大きめであるのは、上載土を剥ぎ取った影響が大きく、頂版の材端モーメントが軽減され、頂版に作用する地盤のせん断応力がなくなったことが原因と考えられる。

図-18 は曲げモーメント M と軸力 N の相関図である。上載土がないことにより、鉛直部材の軸力が 0 程度まで低下している。また、頂版部の軸力変動も低下しほぼ軸力一定の履歴となり、曲げモーメントも小さくなっている。したがって、 M と N の相関についての基本的な傾向は地下式構造物の場合と変わりはなく、 M と N の履歴については線形の相関が認められる。

6. 箱型地中構造物の N/M 履歴の総合評価

以上の検討により、構造物の曲げモーメント M と軸力 N の履歴経路は、ほぼ直線状となることが明らかになった。ここでは、 N/M 比の勾配について取りまとめる。

図-19 に 2 つの解析ケースについての N/M 比を部材ごとに示した。ただし、縦軸の N/M 比は、釣合い破壊時における断面耐力比 N_u/M_u で除して基準化している。また、個々のケースの N/M 比は、 M と N の相関図において、全時刻歴での最大曲げモーメント時と最小曲げモーメント時の 2 つの時点間の断面力増分の勾配として定義している。中柱や半地下式の頂版部の基準化 N/M 比は十分

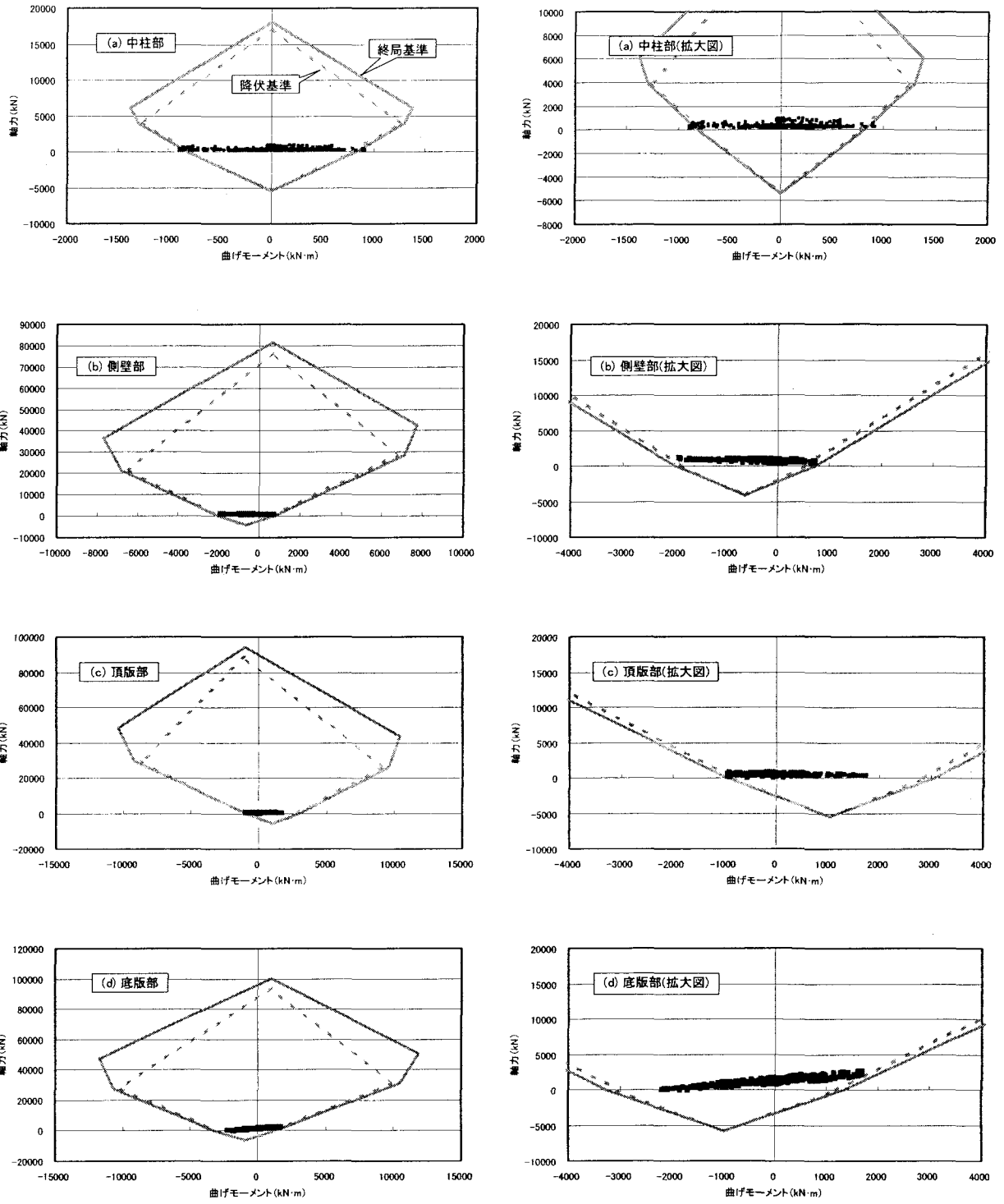


図-18 断面力履歴 (半地下式構造物)

小さいことがわかる。これは、地盤に接しない部材のうち、水平部材や中柱では、軸力がほぼ一定となるというこれまでの静力学的な知見を、地盤・構造物連成系の非線形地震応答解析結果でも確認することができたことを示している。一方、地盤に接する部材（側壁、頂版、底版等）では基準化 N/M 比は比較的大きく、軸力と曲げモーメントが連成する結果となっている。しかし、部材ごとに N/M 比は多少変化するものの、釣合い破壊時の断面

耐力を用いた N_u/M_u 比と比較すると高々20%程度であり、終局破壊判定の観点からは N/M 比の変動は小さいと考えることができる。

7. おわりに

兵庫県南部地震で被災した地中構造物の地震被害分析を通じて、構造物の曲げモーメント M と軸力 N の履歴

とその相関についての考察を行った。この構造物は層間変形に伴う断面力が支配的であり、損傷の程度も大きいことが特徴であるが、このような構造物を対象としたケース・スタディーの範囲内で以下のことが明らかになった。

- ① 地盤や RC 部材の非線形性が顕著であり、連成作用が伴うことにより現象が複雑となることが予想された系であるにもかかわらず、曲げモーメント M と軸力 N の履歴経路は、部材に依らずほぼ直線状に推移している。
- ② 地盤と接しない部材とそうでない部材とで軸力と曲げモーメントの比 N/M の勾配が異なる傾向にある。すなわち、中柱等の地盤に接しない部材ではほぼ軸力一定の履歴を示すが、底版等の地盤に接する部材ではある勾配を有する N/M 比となる。
- ③ 中柱の軸力変動は、頂版の動土圧が転化されたものと考えられ、ひいては上載土に作用する鉛直慣性力に起因していると考えられる。そのため鉛直地震動の影響を大きく受ける。一方、曲げモーメントは地盤のせん断振動に伴う層間変形に起因するため、水平地震動の影響が大きい。軸力および曲げモーメントの主たる発生要因が異なるため、結果的に $M-N$ 経路は多少ばらつくことになる。
- ④ 底版等の地盤に接する部材の軸力変動は底版に作用する地盤のせん断応力が転化されたものと考えられ、ひいては地盤のせん断振動に起因すると考えられる。また、曲げモーメントも地盤のせん断振動に伴う層間変形に起因するので、モーメントと軸力は互いに連成する傾向にある。
- ⑤ 終局破壊判定の観点から、釣合い破壊状態を基準に N/M 比を評価すると、構造形式や荷重条件が多少変化しようとも、 N/M 比は小さい傾向にある。

特定のケース・スタディーを基にした考察であることから、種々の構造形式や諸元に対する検討が必要であることはいうまでもないが、今後は、地中構造物の断面力の履歴経路と破壊形態との関連について検討を進めていく必要があると考えている。

参考文献

- 1) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル，2002。
- 2) 土木学会：トンネルライブラリー第9号，開削トンネルの耐震設計，1998。

- 3) 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析 第5章，pp.277-376，1999。
- 4) コンクリート技術シリーズ 49，阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証，pp.277-299，2002。
- 5) 矢的照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村 晋，江寄順一，末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，土木学会論文集，No.537/ I -35，pp. 303-320，1996。
- 6) 大崎順彦，原 昭夫，清田芳治：地盤振動のための土の動力学モデルの提案と解析例，第5回 日本地震工学シンポジウム論文集，pp.697-704，1978。
- 7) 金谷守，石川博之，金戸俊道：等価線形解析を用いた地盤の上下動応答解析に関する一考察，第11回 日本地震工学シンポジウム CD-ROM 論文集，pp.757-762，2002。
- 8) T. Takeda, M. A. Sozen and N. N. Nielsen : Reinforced concrete response to simulated earthquakes, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.357-364，1970-11。
- 9) 中村 晋：地震被害程度の差異に着目した地下鉄被害の要因分析，土木学会論文集 No.654/ I -52，pp.335-354，2000。
- 10) 酒井久和，澤田純男，土岐憲三：ポートアイランドにおける時間領域での基盤入力地震動の推定，土木学会論文集，No.612/ I -46，pp. 373-378，1999。
- 11) 松本敏克，大友敬三，酒井久和，坂田 勉，池澤市郎：地中構造物の耐震性能評価における鉛直地震動の影響について，第58回年次学術講演会講演概要集 CD-ROM，2003。
- 12) 松本敏克，大友敬三，入江正明，池澤市郎：高軸力部材を有する地中 RC 構造物の地震被害分析，コンクリート工学年次論文集(第25巻) CD-ROM，2003.7
- 13) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計，丸善，pp.129，1995
- 14) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，pp. 63-64，2002
- 15) 原子力土木委員会・耐震性能評価部会：原子力発電所屋外重要土木構造物における動的上下動の評価，土木学会論文集，No.760/V-63，pp.1-12，2004。
- 16) 松井 淳，大友敬三，金谷賢生：鉄筋コンクリート製地中構造物の塑性挙動に及ぼす上下動の影響，コンクリート工学年次論文集，No.26，2004。
- 17) 大友敬三，末広俊夫，河井正，金谷賢生：強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究，土木学会論文集，No.724/ I -63，pp.157-175，2003。

(2004年4月16日受付)