

戦-19・20 ボックスカルバートの耐震設計に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 23

担当チーム：橋梁構造研究グループ，材料地盤
研究グループ(土質・振動)

研究担当者：星隈順一，七澤利明，八ツ元仁，
佐々木哲也，谷本俊輔，山木正彦

ボックスカルバートは、地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動するため、地震の影響を受けにくいとされているが、ボックスカルバートの大型化が進み、構造的にも複雑なものが出現してきており、このようなボックスカルバートに対する地震の影響度合いについては、体系的な研究がまだなされていない。また、地中の道路構造物としての、ボックスカルバートに要求される耐震性能を満足するための限界状態についても明確になっていないのが現状である。

本研究では、ボックスカルバートの耐震性能を満足させるために設定すべきカルバートおよびそれを構成する部材の限界状態、ならびに地中におけるカルバートの地震時挙動の評価手法を提案し、耐震設計法として体系化していくことを目的とするものである。平成 22 年度では、①ボックスカルバート供試体を用いた繰返し水平載荷実験、②地盤内に設置したボックスカルバート供試体による遠心力載荷実験を実施することにより、ボックスカルバートを構成する構造部材の終局限界状態の確認およびボックスカルバートと地盤との相互作用の評価を行った。

キーワード：ボックスカルバート，耐震性能，限界状態，繰返し水平載荷実験，評価手法

1. はじめに

ボックスカルバートの設計、施工等の基準については「道路土工カルバート工指針」（以下、指針）に示されているが、その耐震設計に関しては一般的に省略されている。これは、指針において定められている適用範囲規模（幅で 6.5m，高さで 5m 以下）のボックスカルバートにおいては、地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動するため、地震の影響を受けにくいためとされている。また、これまでの地震においても、道路用のボックスカルバートで機能損失に至るような大きな被害が生じていないところである。

一方で、近年、ボックスカルバートの大型化が進み、また、構造的にも複雑なものが出現してきているが、このようなボックスカルバートに対する地震の影響度合いについては、体系的な研究がまだなされていない。また、そもそも、地中の道路構造物のひとつとして、ボックスカルバートが確保すべき耐震性能についても明確になっていないところである。

このような背景から、ボックスカルバートが地震に対

して確保すべき耐震性能を明確にするとともに、耐震性能を満足するための部材の限界状態とその評価手法を提案し、耐震設計法として体系化することが重要である。

本研究では、地中構造物であるボックスカルバートの地震時での限界状態を適切に評価するため、①ボックスカルバートを構成する構造部材の終局限界状態の把握およびボックスカルバート構造全体系での終局限界状態の把握、②ボックスカルバートが地震時に受ける地盤からの相互作用力の評価、を行うものとし、最終的にはボックスカルバートの耐震性能の明確化および耐震性能の評価手法の確立を行うものである（図-1）。

2. ボックスカルバートの耐震性能評価に関する実験

平成 22 年度は、①ボックスカルバートを構成する構造部材の終局限界状態およびボックスカルバート構造全体系での終局限界状態確認するための静的実験として繰返し水平載荷実験を、②ボックスカルバートが地震時に受ける地盤からの相互作用を評価するための動的実験として遠心力載荷実験を実施した。

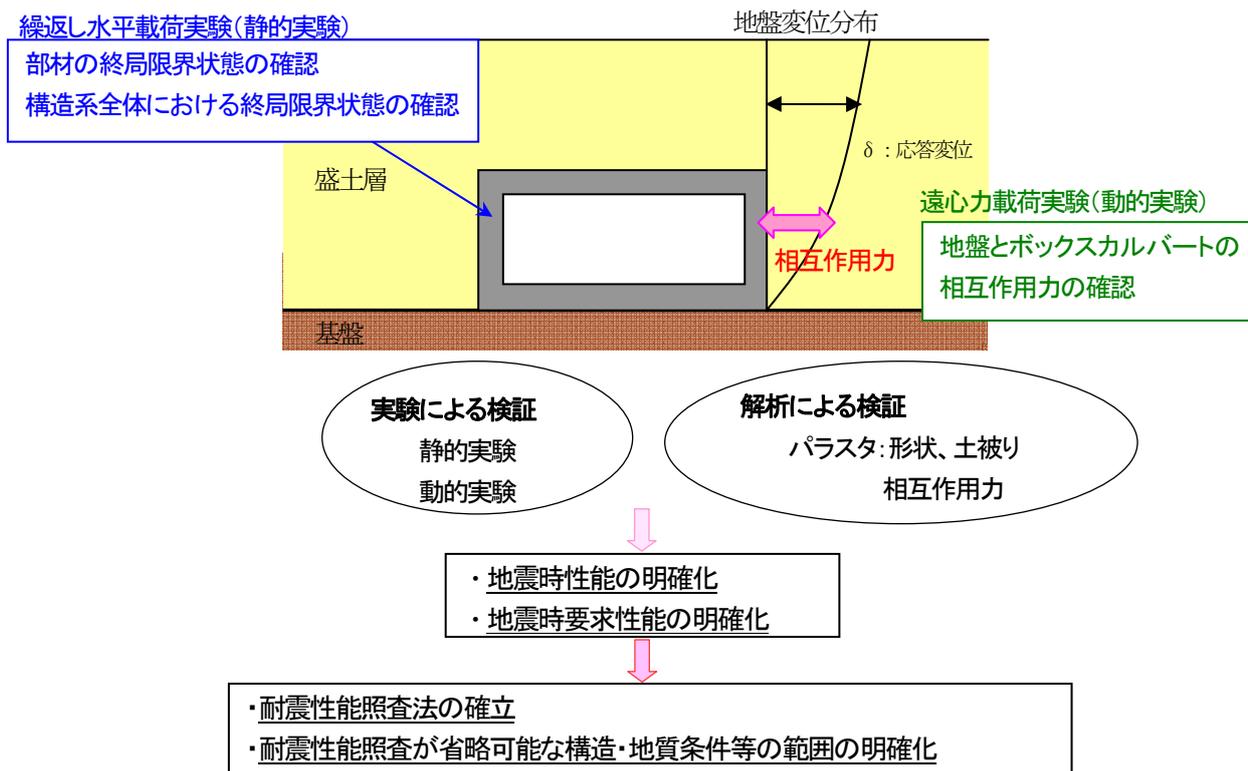


図-1 研究フロー図

①の繰返し水平荷重実験では、ボックスカルバートが最終的にどのような破壊性状となるのかを部材に着目することで終局限界状態の確認を行った。

②の遠心力荷重実験では、遠心力場における加振実験により、ボックスカルバート・周辺地盤間の相互作用およびボックスカルバートの動的応答特性を確認した。

3. 繰返し水平荷重実験

3.1 実験の概要

本実験は、指針の適用範囲を超えるような大断面ボックスカルバートの限界状態を把握するため、縮尺供試体を用いた繰返し水平荷重実験を行う。

実験対象の選定を行うにあたり、平成19、20年度に国土交通省の各地方整備局で設計された一連ボックスカルバートのうち、幅もしくは高さが適用範囲を超えるものについて選定を行った。選定した282件のボックスカルバートの形状寸法について、耐震性能に最も影響を及ぼすと思われる①断面幅、②側壁にかかる軸力、の2点に着目し整理を行い、図-2に示す相関分布図を作成した。極めて特殊な例については別途の個別検討が必要であることを踏まえ、本実験対象では、(a)側壁軸力が小さくて断面幅が大きいケース、(b)側壁軸力が大きくて断面幅が小さいケース、を1ケースずつ選定した。選定した2ケースの構造一般図を図-3に示す。なお、内空高について

は、上記282件について整理を行うと5~6mのものが大きな割合を占めたため、本研究では内空高を6mとした。

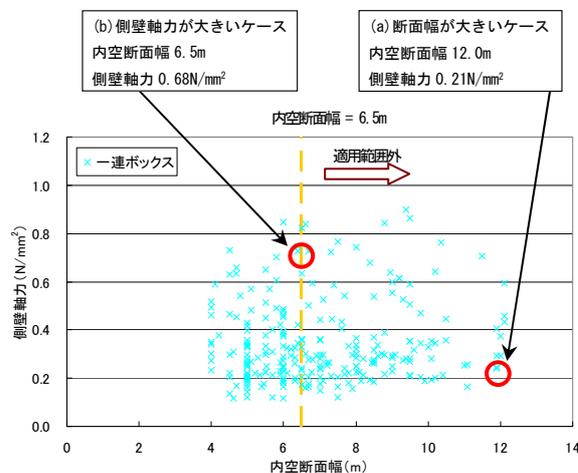
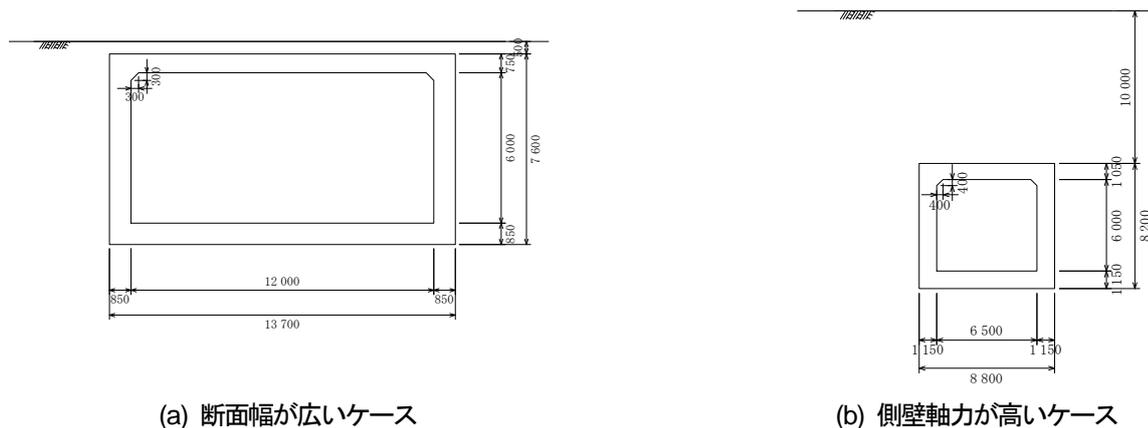


図-2 1連ボックスカルバート実績プロット図

3.2 実験供試体

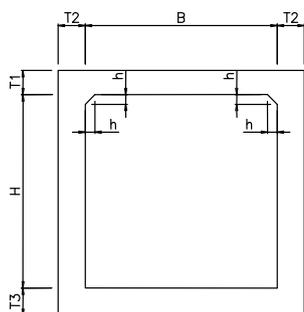
実験供試体については、断面幅が広いケースをCASE1、側壁軸力が高いケースをCASE2とする。CASE1、CASE2については指針に準拠して常時設計を行った後、相似則に基づき1/3に縮尺を行った。決定した構造寸法について図-4に示す。鉄筋については、「国土交通省制定土木構造物標準設計第1巻(平成12年度版)」²⁾の場所打ち方式の一連ボックスカルバートを参考に配筋を行い、鉄筋径については軸方向鉄筋の全断面鉄筋比および帯鉄筋比



(a) 断面幅が広いケース

(b) 側壁軸力が高いケース

図-3 実験対象とした実物大構造図



	内空幅 B (mm)	内空高さ H (mm)	頂版厚 T1 (mm)	側壁厚 T2 (mm)	底版厚 T3 (mm)	ハンチ高 h (mm)
case1	4,000	2,000	250	283	283	100
case2	2,167	2,000	350	383	383	133

図-4 実験供試体の構造寸法図

表-1 コンクリート試験結果

項目	材齢	圧縮強度	静弾性係数	最大荷重
		N/mm ²	kN/mm ²	ひずみ × 10 ⁻⁶
CASE1供試体 頂版・側壁	14日	24.1	27.4	1858
CASE1供試体 底版	27日	27.3	27.8	1777
CASE2供試体 頂版・側壁	21日	24.3	26.5	1864
CASE2供試体 底版	34日	28.4	27.7	1859

表-2 鉄筋試験結果

項目	降伏強度	弾性係数	引張強度	破断伸び	破断強度
	N/mm ²	× 10 ⁴ N/mm ²	N/mm ²	%	kN
D6 (SD345)	408.5	18.33	552.9	20.1	17.51
D10 (SD345)	408.8	19.17	566	19.5	40.37
D13 (SD345)	370.3	18.72	566.6	18.2	71.8

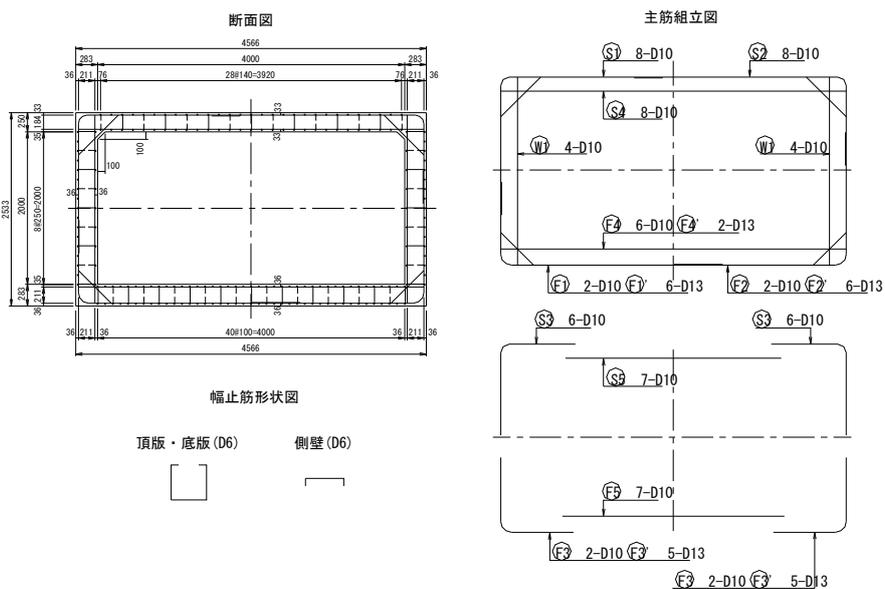


図-5 CASE 1 実験供試体 (奥行き長さ 800mm)

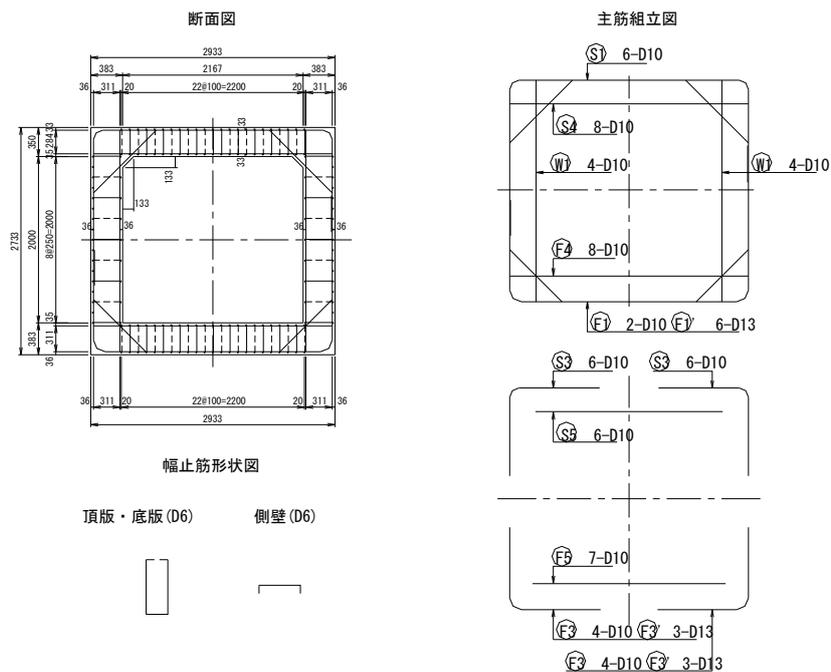
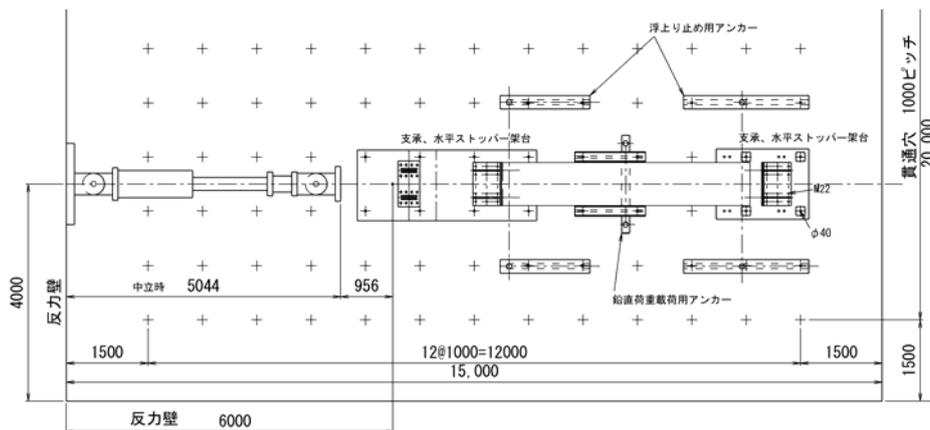
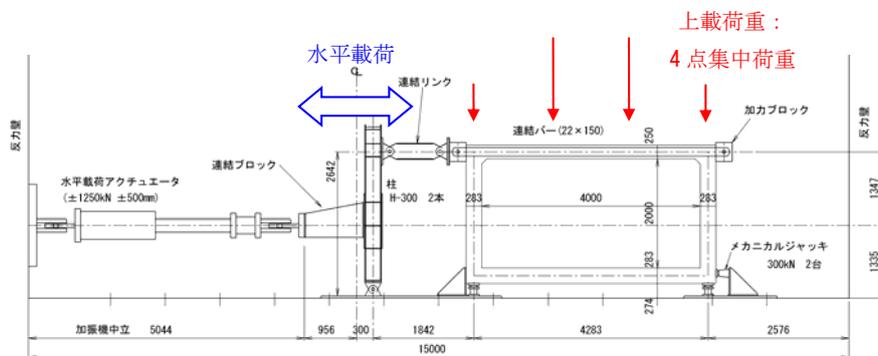


図-6 CASE 2実験供試体（奥行き長さ 800mm）



(a) 平面図



(b) 側面図

図-7 実験供試体と載荷装置のセットアップ平面図と側面図



写真-1 正面から望んだ実験状況写真 (CASE1)

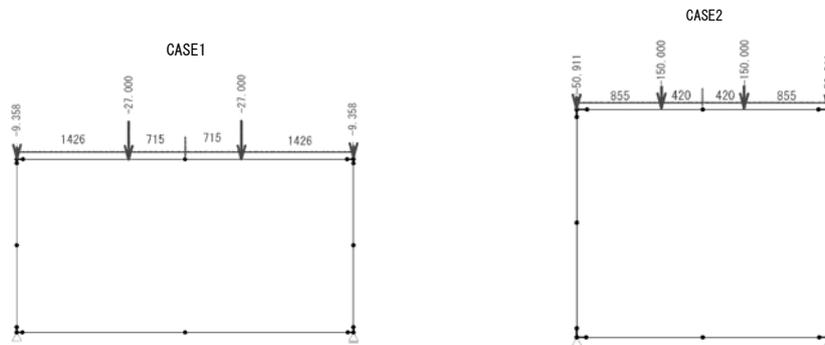
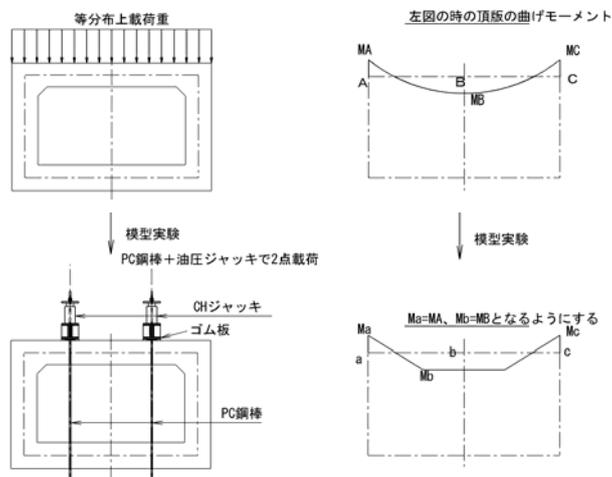


図-8 上載荷重の載荷方法

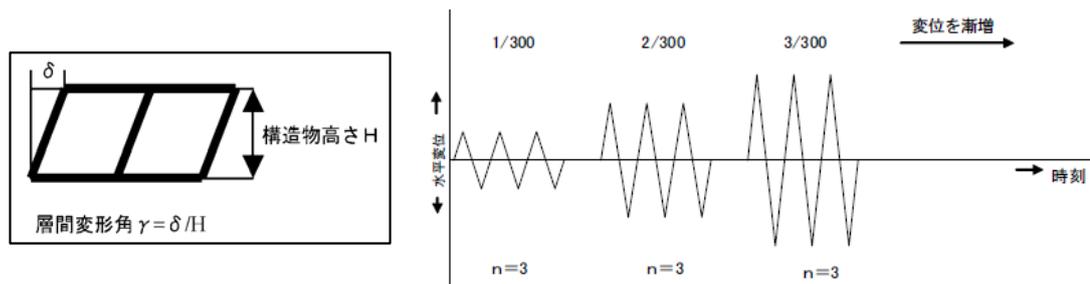


図-9 層間変形角と載荷ステップイメージ図

表-3 計測項目一覧表

種類	項目	場所	点数	方法
荷重	水平荷重	水平力載荷点	1	アクチュエータの内部ロードセル
	鉛直荷重	鉛直力載荷点	6	鉛直用ジャッキ位置に設置したロードセル
	底面反力	支承位置	4	支承位置に設置したロードセル
	小計		11	
変位	水平変位	頂版(水平方向左右端点)	2	変位計
		側壁(高さ方向上下1/4点)	4	変位計
		底版(水平方向左右端点)	2	変位計
	鉛直変位	頂版(軸力載荷位置+中央)	3	変位計
		底版(水平方向左右1/4点) 支点部各2点	7	変位計
	曲率変位	隅角部ヒンジ位置4箇所×12点	48	変位計
	伸び出し変位	隅角部内側4箇所×2点	8	変位計
小計		74		
ひずみ	軸方向鉄筋ひずみ	隅角部ヒンジ位置8箇所×6点 (1.5d区間)	64	鉄筋の表裏にひずみゲージを1枚ずつ貼り付ける(ゲージは128枚)
		ハンチ筋	4	鉄筋の表裏にひずみゲージを1枚ずつ貼り付ける(ゲージは8枚)
	幅止鉄筋ひずみ		12	鉄筋の上面にひずみゲージを1枚貼り付ける
	小計		80	
計測点数合計			165	

が実物と同じとなるように設定を行った。図-5、図-6に構造配筋図を示す。

各供試体の実験当日のコンクリートの材料試験結果を表-1、鉄筋の材料試験結果を表-2に示す。

3.3 実験セットアップ

供試体と載荷装置の位置関係を図-7に、実験セットアップ状況(CASE1)を写真-1に示す。供試体の支持方法については、地盤内でのボックスカルバート設置状況を模擬するため、鉛直方向、水平方向ともに引張力が働かないようにテンションカット支持を行い、また曲げについては拘束しないように、ピンローラを用いた支承構造とした。

また、図-7(b)、写真-1に示すように、水平荷重が実験供試体の頂版軸線に加わるように、連結リンクや載荷用具を介してアクチュエータと接続した。連結リンクを用いることにより、正側の載荷時には左側壁に、負側の載荷時には右側壁に水平荷重を作用させた。

3.4 載荷条件

常時における地盤内でのボックスカルバート応力状態を模擬するため、PC鋼棒によるプレストレス力を用いて上載荷重を与えた。図-8に示すように、上載荷重については土中での死荷重時に発生する正負曲げモーメントを精度高く再現するため、治具を用いることで4点集中荷重を頂版上に与えた。

繰返し水平載荷は、上載荷重を作用させた状態で、アクチュエータから載荷用具を介して水平荷重を作用さ

せた。図-9に示すように、載荷方法は変位制御とし、層間変形角(=頂版端部変位/構造物高さ=1/300)を基準として3回繰返し載荷を行い、定数倍した層間変形角となるように変位を増分させた。

3.5 計測項目

表-3に計測項目一覧表を、図-10～図-13にCASE1の計測機器設置位置を示す。

3.6 実験結果

本報告書では、図-14に示すように各部材の呼称を定めることとし、各部材の面は地盤と接する面を外面、内空間と接する面を内面、カルバートの延長方向に直行する面を端面と呼ぶこととする。

3.6.1 CASE1実験結果

CASE1の損傷状況を図-15、写真-2、写真-3に、隅角部付近における鉄筋の降伏順序を図-16に示す。なお、底版外面の損傷状況については、支承や測量機器の設置などにより確認ができなかったため、底版外面の損傷状況図を省略した。

層間変形角1/300～2/300において、頂版内面全域と底版左端部端面にひび割れが発生しており、底版と側壁の隅角部に斜めに配筋された補強鉄筋と両側壁基部の内面側鉄筋が降伏した。

層間変形角3/300～4/300において、頂版内面および側壁外面、頂版両端隅角部にあたるハンチ部端面にひび割れが発生しており、頂版両端部の内面側および外面側鉄筋が降伏した。

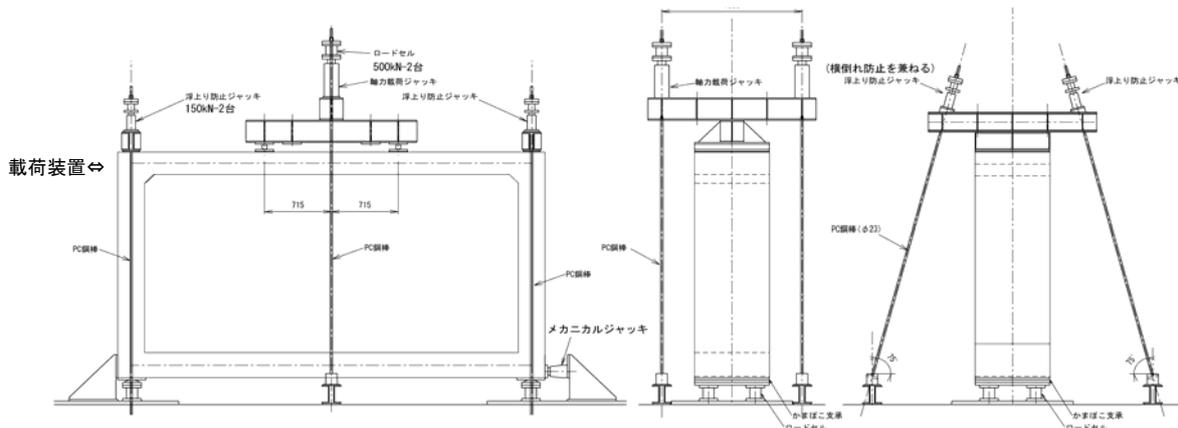


図-10 鉛直荷重・底版反力計測位置図

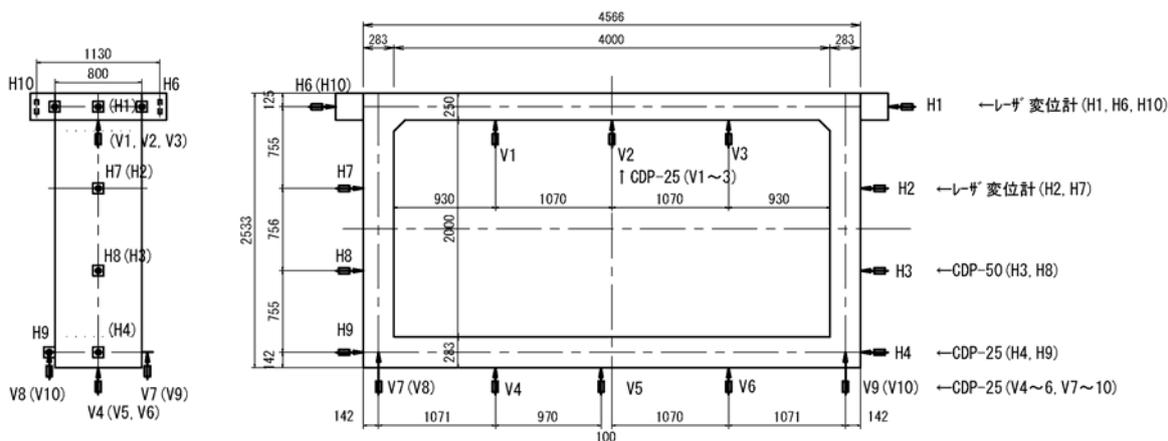


図-11 変位計測位置図

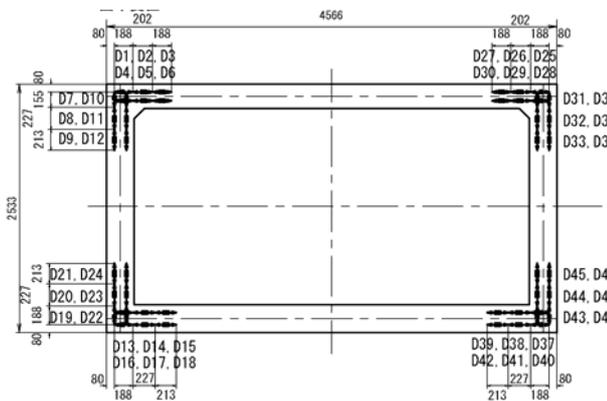


図-12 曲率計測位置図

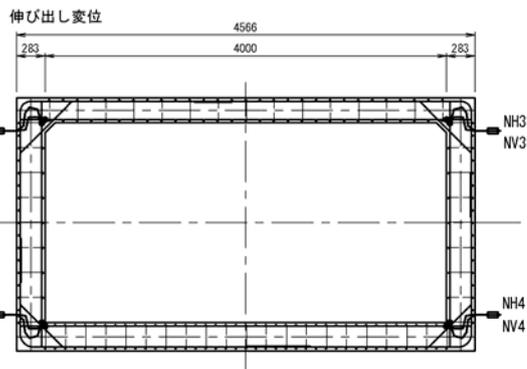


図-13 鉄筋伸び出し変位計測位置図

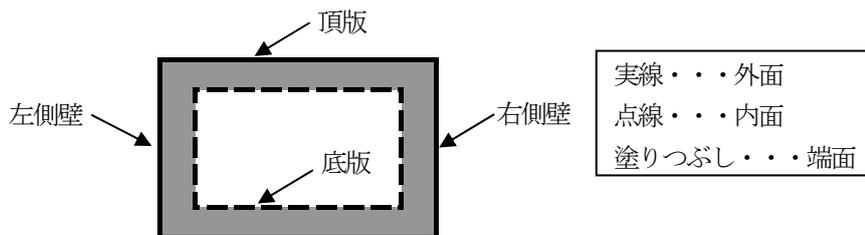


図-14 供試体の部材呼称

層間変形角 5/300~6/300 において、底版の端面にひび割れが発生し、両側壁外面のひび割れが増加、頂版左部の外面ではかぶりコンクリートが剥離した (写真-2)。また、頂版鉄筋の降伏する範囲が広がり、左側壁上端部の内面側や底版右端部の外面側鉄筋が降伏した。

層間変形角 8/300 において、頂版左部の内面のかぶりコンクリートも剥離し、最終的には頂版左部がせん断破壊した (写真-3)。また、頂版両端部の 1.5D (D: 該当箇所での部材厚) 区間の広い範囲で鉄筋がほとんど降伏し、両側壁基部の外面側鉄筋が降伏した。

このように CASE1 における損傷は、最終的に頂版がせん断破壊を起こす直前までは曲げひび割れによる損傷が進展した。頂版の損傷は内面が外面より激しく、逆に側壁の損傷は外面が内面より激しかった。また、底版の内面ではひび割れ損傷は生じなかった。せん断破壊については、せん断破壊を起こす前の層間変形角 6/300 において頂版外面でかぶりコンクリートの剥離が確認されたが、内面側からはせん断破壊を予測できるような特徴的な損傷の兆しは表れなかった。

図-17 に水平荷重と水平変位の相関図を示す。水平変位は左側壁載荷点での計測変位とした。正側では層間変形角 4/300 まで水平荷重が増加し、水平荷重が約 150kN に達してからせん断破壊に至る層間変形角 8/300 までほとんど増加しない。負側では層間変形角 6/300 まで水平荷重は増加し約 200kN になる。せん断破壊を起こす層間

変形角 8/300 で水平荷重が 150kN まで低下し、水平変位が 20mm 増加する。正側、負側の水平耐力の差の原因については詳細に検討する必要があるが、複雑に組み立てられた治具を介して載荷を行っているため、治具での荷重分担が起こり正負の荷重バランスが崩れた可能性も要因の一つと考えられる。

層間変形角 8/300 でせん断破壊した頂版位置は、図-18 に示すように外側段落し開始点と内側段落し開始点を繋いだ約 45 度の面と一致しており、幅止筋ピッチ 280mm 内となる。図-15 に示すように、外側段落し開始点や内側段落し開始点付近は層間変形角 2/300~4/300 の段階からひび割れが発生しており、ひび割れの進行に伴いコンクリートが負担できるせん断耐力が減少し、さらにせん断力に抵抗できる鉄筋も十分に配置されていなかったため、せん断破壊に移行したものと考えられる。

層間変形角ごとの内側鉄筋伸び出し量の変化を図-19 に、内側鉄筋ひずみの変化を図-20 に示す。なお、図-19 の鉄筋伸び出し量の計測位置と図-20 の内側鉄筋ひずみの計測位置については同じである。

図-19 において、側壁と底版の隅角部では水平方向の NH2, NH4 および鉛直方向の NV2, NV4 の鉄筋で伸び出しが発生しており、層間変形角 8/300 で最大 3~4mm となる。一方、頂版と側壁の隅角部では水平方向の NH1, NH3 および鉛直方向の NV1, NV3 とともに鉄筋の最大伸び出し量は層間変形角 1/300 から大きく変化せず、8/300

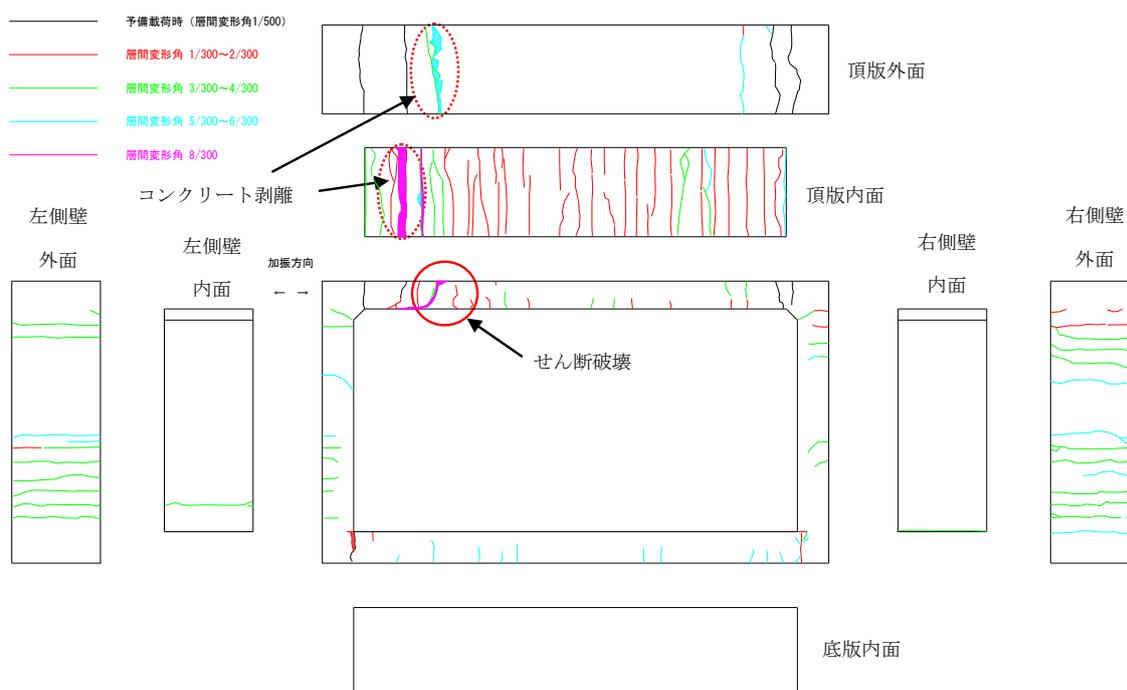


図-15 CASE1 の損傷状況図

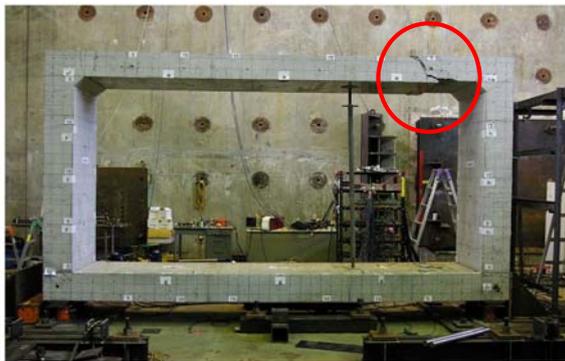


(a) 頂版左部の外面損傷状況



(b) 損傷箇所拡大図

写真-2 CASE1 の損傷写真 (層間変形角 6/300)



(a) 全体状況



(b) せん断破壊箇所

写真-3 CASE1 の損傷写真 (層間変形角 8/300)

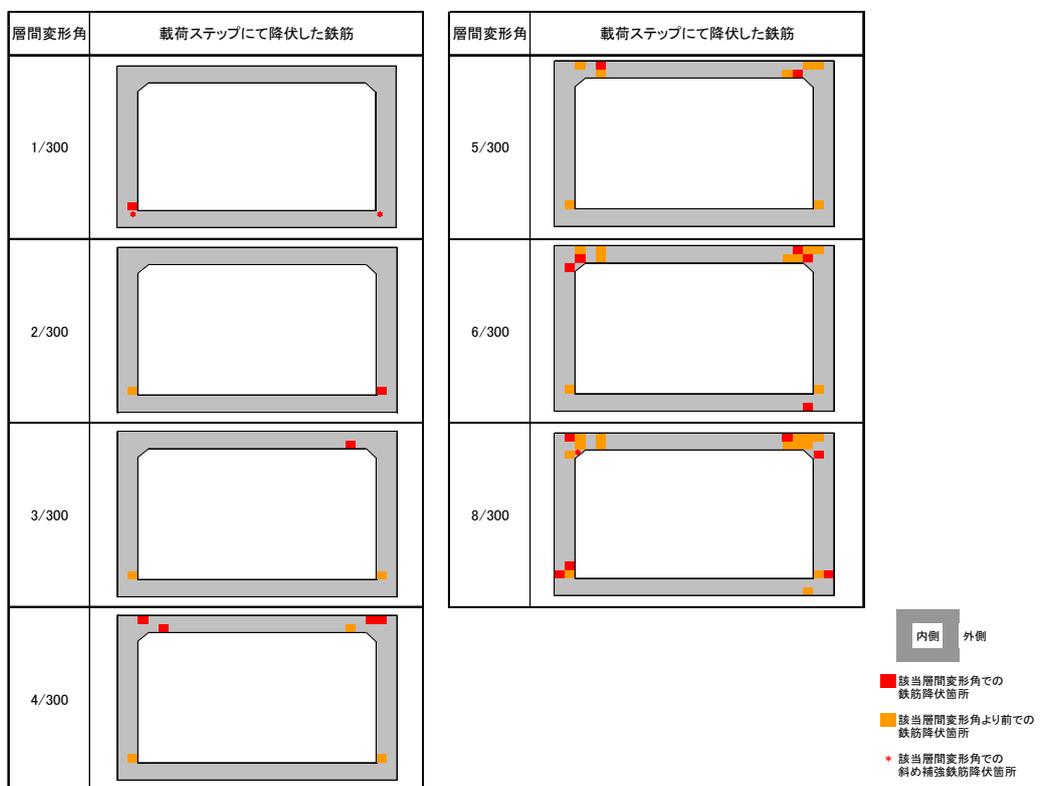


図-16 CASE1 の鉄筋降伏順序

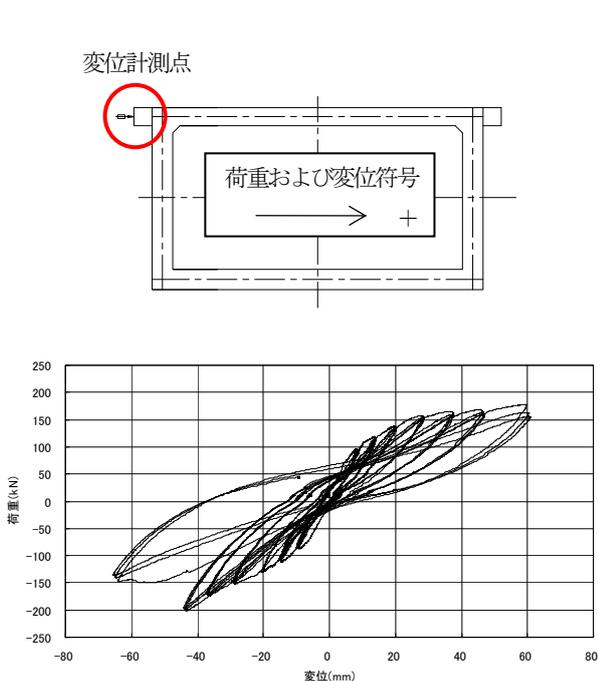


図-17 CASE1 の水平荷重と水平変位の相関図

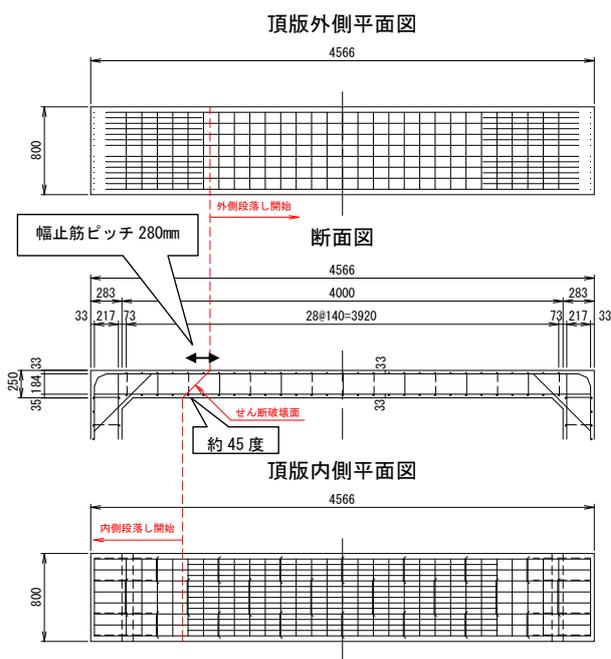


図-18 CASE1 頂版配筋図とせん断破壊面発生位置

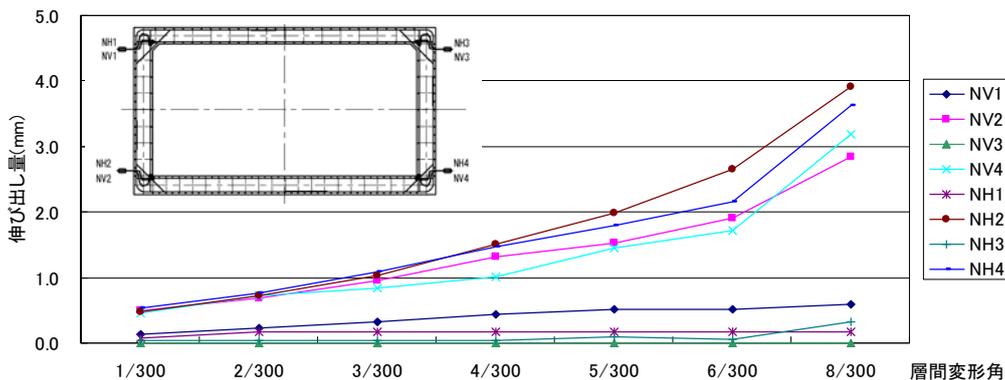
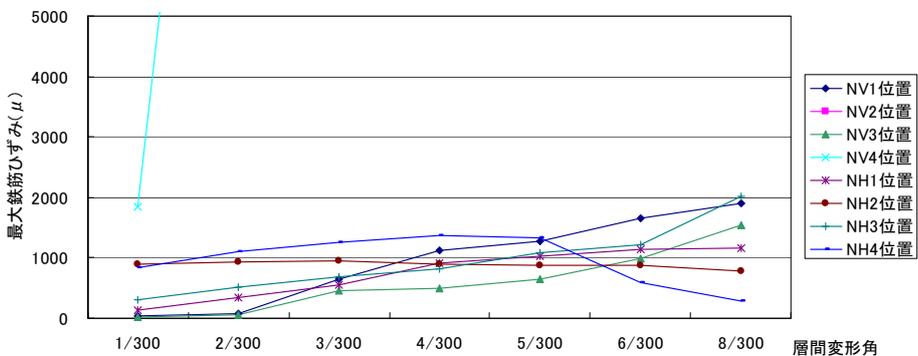


図-19 CASE1 の層間変形角毎の内側鉄筋伸び出し量の変化



※NV2 位置の最大鉄筋ひずみは層間変形角 1/300 で 5000 μ 以上発生しており、降伏ひずみを超えている

図-20 CASE1 の層間変形角毎の内側鉄筋ひずみの変化

においても伸び出し量はほとんどない。

鉄筋ひずみについては、図-20 に示すように層間変形角 8/300 で最も大きいひずみとなる NH3 で 2000μ 発生しているが、降伏ひずみの 2100μ には達していない。降伏ひずみを超える鉄筋は、側壁と底版の隅角部の NV2, NV4 のみで、層間変形角 2/300 といった早い段階で降伏ひずみを大きく超えている。通常、確実に定着されていれば鉄筋の伸び出しとともに鉄筋ひずみは増加する。しかし、NH2 と NH4 は層間変形角 2/300 あたりから鉄筋の伸び出しは増加しているが、鉄筋ひずみは降伏ひずみに達することなく値が変化しない、もしくは減少していることが分かる。このことより、底版内側鉄筋の側壁との接合部では伸び出しではなく抜け出しが起きているものと考えられる。

3.6.2 CASE2 実験結果

CASE2 の損傷状況を図-21、写真-4、写真-5 に、隅角部付近における鉄筋の降伏順序を図-22 に示す。底版外面の損傷状況については、CASE1 と同様に、底版外面の損傷状況図を省略した。

層間変形角 1/450~2/300 において、頂版内面全域、側壁と底版部の隅角部内面、頂版両端外面、両側壁外面、底版の端面と多くのひび割れが発生した。また、頂底版と側壁の隅角部に斜めに配筋された補強鉄筋、頂版左端部の外面側鉄筋、両側壁基部の内面側鉄筋が降伏した。

層間変形角 3/300~4/300 において、両側壁外面、底版の端面でひび割れが進行し、頂版両端隅角部にあたるハンチ部の内面にもひび割れが発生した。また、頂版両端部の内面側および外面側鉄筋の降伏する範囲が広がり、右側壁上端部の外面側鉄筋と左側壁基部の外面側鉄筋が降伏した。

層間変形角 5/500~6/300 において、頂版左端隅角部にあたるハンチ部の内面のかぶりコンクリートが剥離するのと同時に頂版左端部の外面でかぶりコンクリートの浮き上がりおよびひび割れが発生した(写真-4)。また、底版右端部の外面側および内面側鉄筋が降伏した。

層間変形角 7/300 において、頂版左端部の外面で曲げ破壊によりコンクリートが剥離し、頂版左端部で内面と外面のひび割れが貫通した(写真-5)。また、左側壁上端部と基部の 1.5D 区間全てで鉄筋が降伏した。

このように CASE2 における損傷は、曲げひび割れによる損傷であり、曲げ破壊を起こす前の層間変形角 5/300 から頂版端部の内面側でかぶりコンクリートの剥離など曲げ破壊を予見できる損傷が確認できた。各部材の損傷については、CASE1 と同様に、頂版の損傷は外面より内面が激しく、側壁では内面より外面が激しかった。また、底版の内面については CASE1 と同様にひび割れ損傷が起こらなかった。

図-23 に水平荷重と水平変位の相関図を示す。水平変

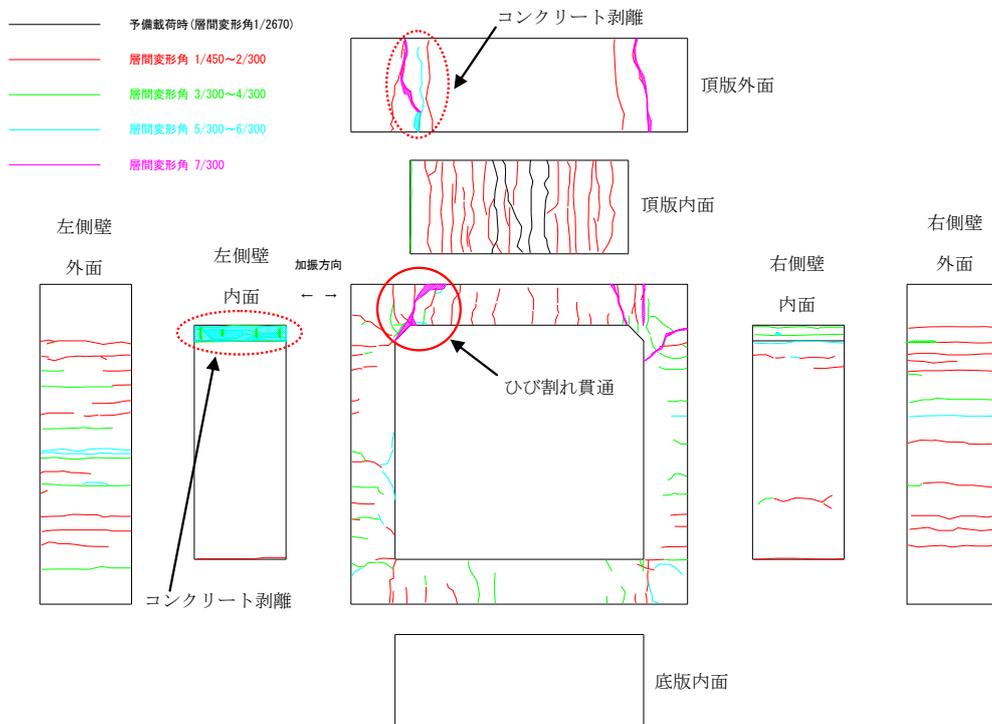
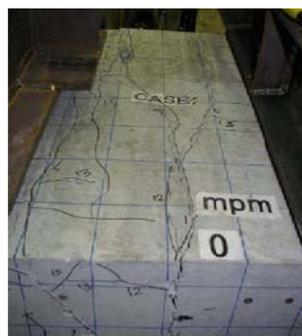


図-21 CASE2 損傷状況図



(a) 左ハンチ部の内面損傷状況



(b) 頂版左端部の外面損傷状況

写真-4 CASE2 損傷写真 (層間変形角 6/300)



(a) 全体状況



(b) 曲げ破壊箇所

写真-5 CASE2 損傷写真 (層間変形角 7/300)

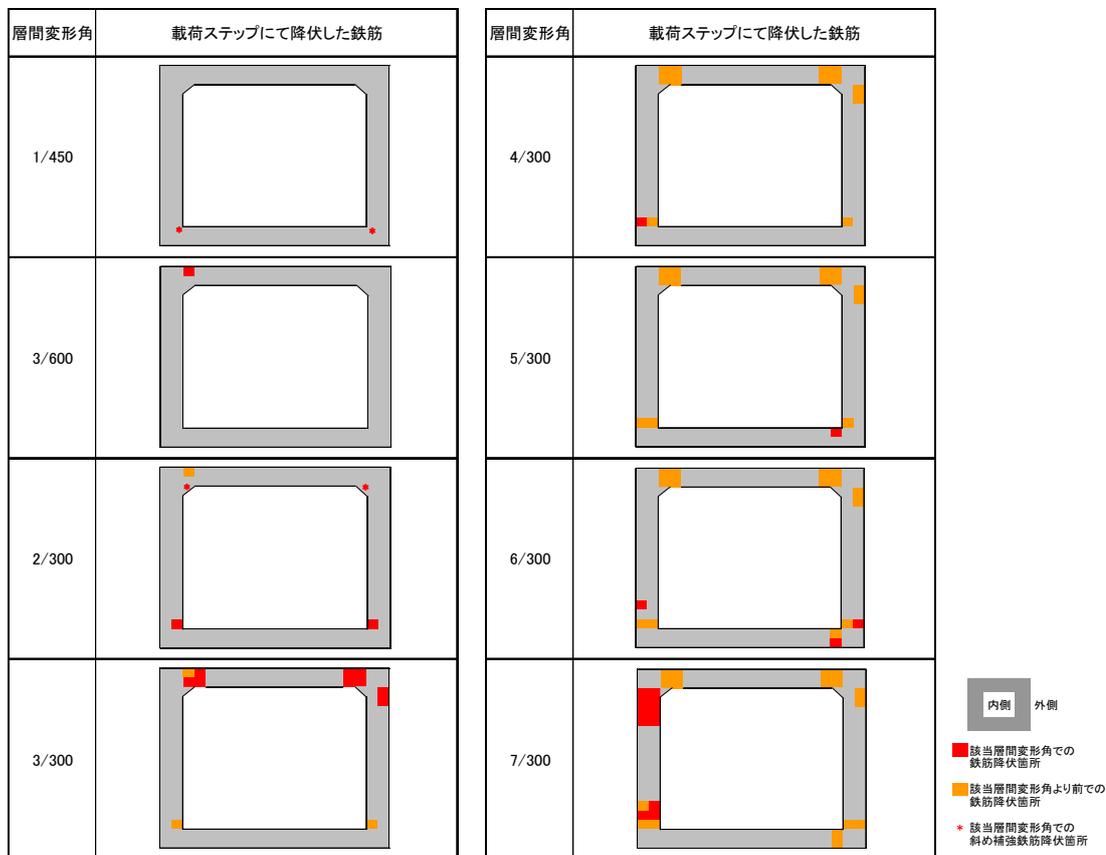


図-22 CASE2 の鉄筋降伏順序

位は、CASE1と同様に左側壁載荷点での計測変位とした。正側では、層間変形角 3/300 まで水平荷重が増加し、水平荷重が約 300kN に達する。その後は、層間変形角 7/300 まで水平変位が増加するのみで水平荷重はほとんど増加しない。負側でも、正側と同様に層間変形角 3/300 まで水平荷重が増加し、水平荷重が約 280kN に達する。その後は、層間変形角 5/300 まで水平荷重を維持するが、層間変形角 6/300 から水平荷重が減少し、実験終了時の 7/300 には 6/300 の水平荷重の約 83% まで低下した。

層間変形角ごとの内側鉄筋伸び出し量の変化を図-24 に、内側鉄筋ひずみの変化を図-25 に示す。

図-24 において、ほとんどの鉄筋で伸び出しが発生しており、層間変形角 7/300 では 3~6mm となり、頂版と側壁の隅角部で水平方向の NH1 に関しては 10mm を超える鉄筋伸び出しが発生している。一方、同じ頂版と側壁の隅角部で鉛直方向の NV1 については、鉄筋の伸び出し量は層間変形角 3/300 から大きく変化せず、7/300 においても伸び出し量はほとんどない。

鉄筋ひずみについては、図-25 に示すように NV3 を除く全ての鉄筋は層間変形角 2/300 以降に降伏ひずみ 2100 μ に達している。鉄筋の伸び出し量に着目すると、NH1 は鉄筋が降伏ひずみに達した層間変形角 3/300 以降で鉄

筋の伸び出し量が大きく増加し、NH4 も同様に鉄筋が降伏ひずみに達した層間変形角 5/300 以降で鉄筋の伸び出し量が大きく増加している。一方、NH2 については層間変形角が大きくなるにつれて鉄筋の伸び出し量が増加しているが、鉄筋ひずみについては層間変形角 2/300 以降

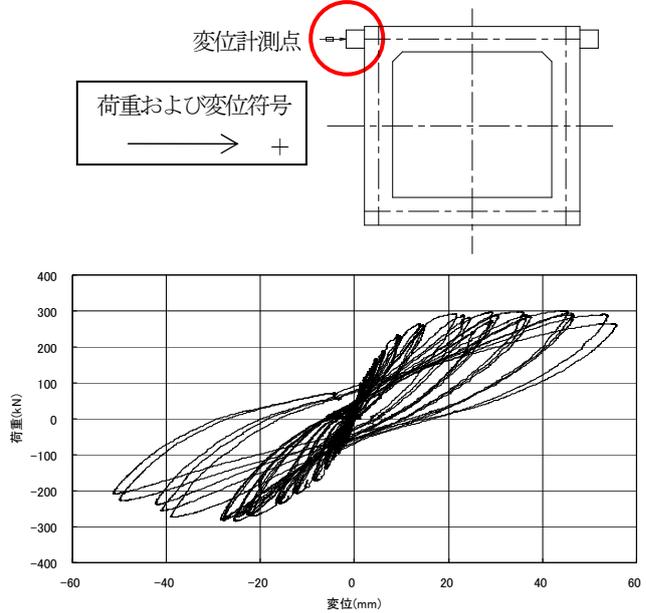


図-23 CASE2の水平荷重と水平変位の相関図

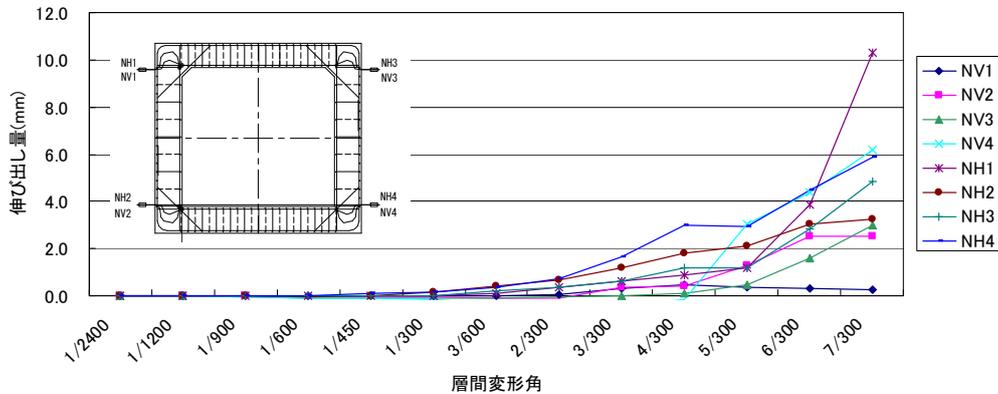


図-24 CASE2の層間変形角毎の内側鉄筋伸び出し量の変化

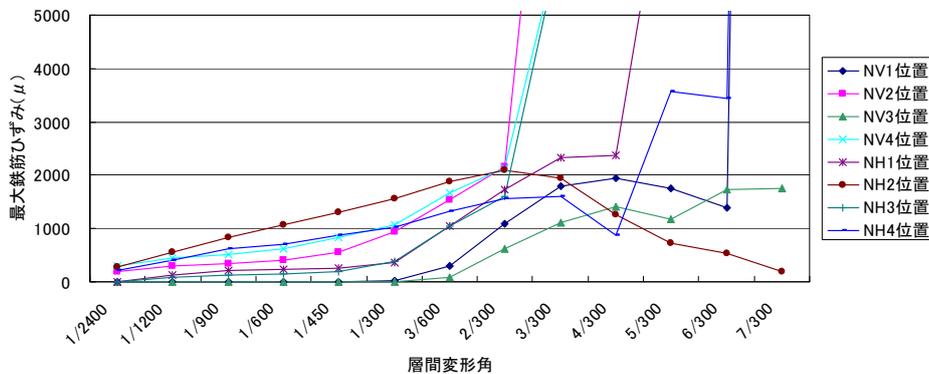


図-25 CASE2の層間変形角毎の内側鉄筋ひずみの変化

減少している。この現象は、CASE1でも確認されたように、鉄筋の伸び出しではなく抜け出しが起きているものと考えられる。

3.7 解析との比較検証

実験結果の再現を行うため、数値解析による検証を実施した。解析については、図-26に示す平面骨組みモデルにより静的非線形解析を行った。モデル化においては、軸力変動の効果を考慮するため隅角部1D区間をファイバー要素を用いてモデル化し、それ以外については線形要素によりモデル化を行った。

図-27、図-28にCASE1、CASE2それぞれの実験結果と解析の比較図を示す。図-27、図-28に示すように、水平荷重の上限値については正側で概ね再現できているが、負側の上限値については大きな乖離が見られる。変位についても、負側において実験結果と解析結果が大きく異なるという結果になった。また履歴ループについては、実験で描くループと解析によるループとで形状が異なり、特に载荷から除荷に移行した後の剛性が実験結果に比べて大きくなっており再現がほとんど出来ていない、という結果になった。

解析による部材の損傷箇所・順序については、今後検討を行う予定である。

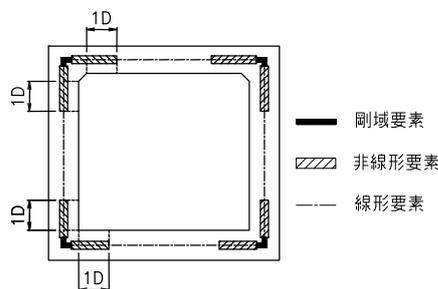


図-26 CASE2の水平荷重と水平変位の相関図

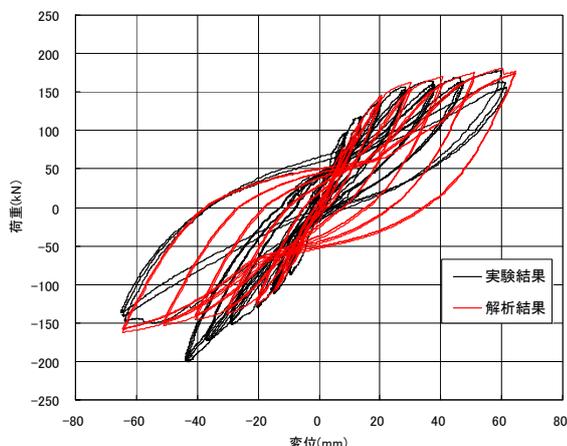


図-27 CASE1の実験結果と解析の比較

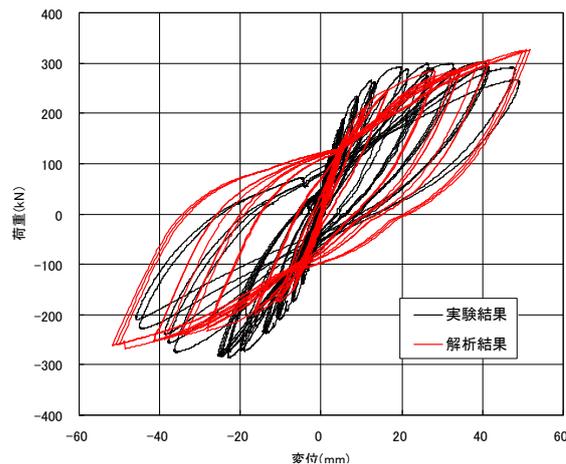


図-28 CASE2の実験結果と解析の比較

4. 地盤・ボックスカルバートの相互作用に関する動的遠心力模型実験

4.1 はじめに

本研究では盛土内に設置されたボックスカルバートを対象とした。これは、平成19、20年度に国土交通省の各地方整備局で設計されたボックスカルバートのうち、指針の適用範囲を超える377件(多連ボックスカルバートを含む)を対象に諸元の実態を調べた結果、74%のボックスカルバートが盛土内に設置されていたことによる。

実験は、土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置により行われた。模型スケールで幅750mm、奥行き380mm、高さ500mmのせん断土槽の中に構造物および地盤の模型を設置・作製し、これを大型動的遠心力載荷試験装置に搭載して75Gの遠心加速度を与えた状態で加振を行った。

なお、以降に示す数値は、特に断らない限り、全て実物スケールに換算されたものである。

4.2 実験模型

4.2.1 実験ケース

本実験における実験ケース一覧を表-4に示す。

表-4 実験ケース

Case	盛土材	盛土形状	土被り厚	カルバートの内空断面幅	裏込め	着目点
1	砂質土	台形	0.5m	14m(1連)	なし	盛土材の影響
2	細粒土	台形	0.5m	14m(1連)	なし	基本ケース
3	細粒土	台形	0.5m	14m(1連)	あり	裏込めの影響
4	細粒土	水平	0.5m	14m(1連)	なし	盛土形状の影響
5	細粒土	台形	0.5m	6.5m(1連)	なし	断面幅の影響
6	細粒土	台形	0.5m	24m(2連)	なし	断面幅の影響
7	細粒土	水平	10m	14m(1連)	なし	土被りの影響

Case1では、ボックスカルバートの内空幅14m、内空高5.5m、土被り厚0.5mとした。盛土は、台形状で天端幅7.0m、盛土高さ7.0mとし、盛土材には砂質土として

江戸崎砂を用いた。

基本ケースとなる Case 2 は比較的品质の悪い土質材料を盛土材として用いたものであり、ボックスカルバートの地震時挙動に与える盛土材の影響を調べることを目的としたものである。この盛土材としては、霞ヶ浦細粒土を用い、その他の条件は Case 1 と同一である。

Case 3 は、霞ヶ浦細粒土を盛土材としつつ、良質な砂による裏込めを設けたものであり、裏込めがボックスカルバートの地震時挙動に与える影響を調べるためのものである。その他の条件は、Case 1 および Case 2 と同一である。

Case 4 は、盛土を水平成層状態として土槽内に作製し

たものであり、盛土の形状が盛土およびボックスカルバートの地震時挙動に与える影響に着目したものである。

さらに、Case 5 および Case 6 はボックスカルバートの内空断面幅を変化させたケースであり、Case 7 はボックスカルバートの土盛り厚を変化させたケースである。

後述のように、これら全ケースに対して、道路土工要綱³⁾に規定されるレベル 1 地震動、レベル 2 地震動を想定した地震動波形を与える実験を行った。

4.2.2 ボックスカルバート模型

ボックスカルバート模型の諸元は、指針に規定される常時荷重に基づく設計の結果として決まる場所打ちボックスカルバートの構造寸法を目標として設定した。図-29

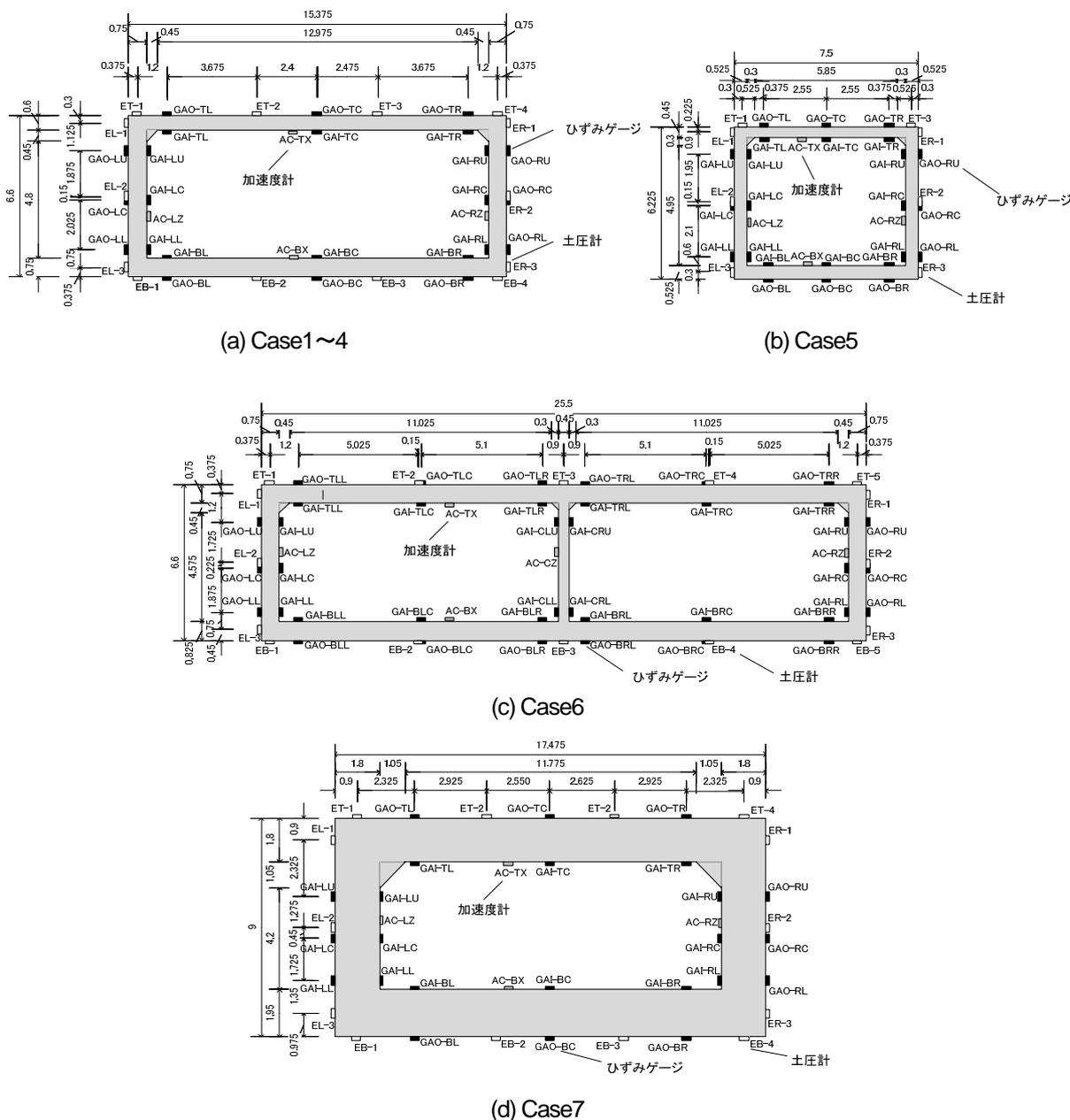


図-29 ボックスカルバート模型 (単位: m)

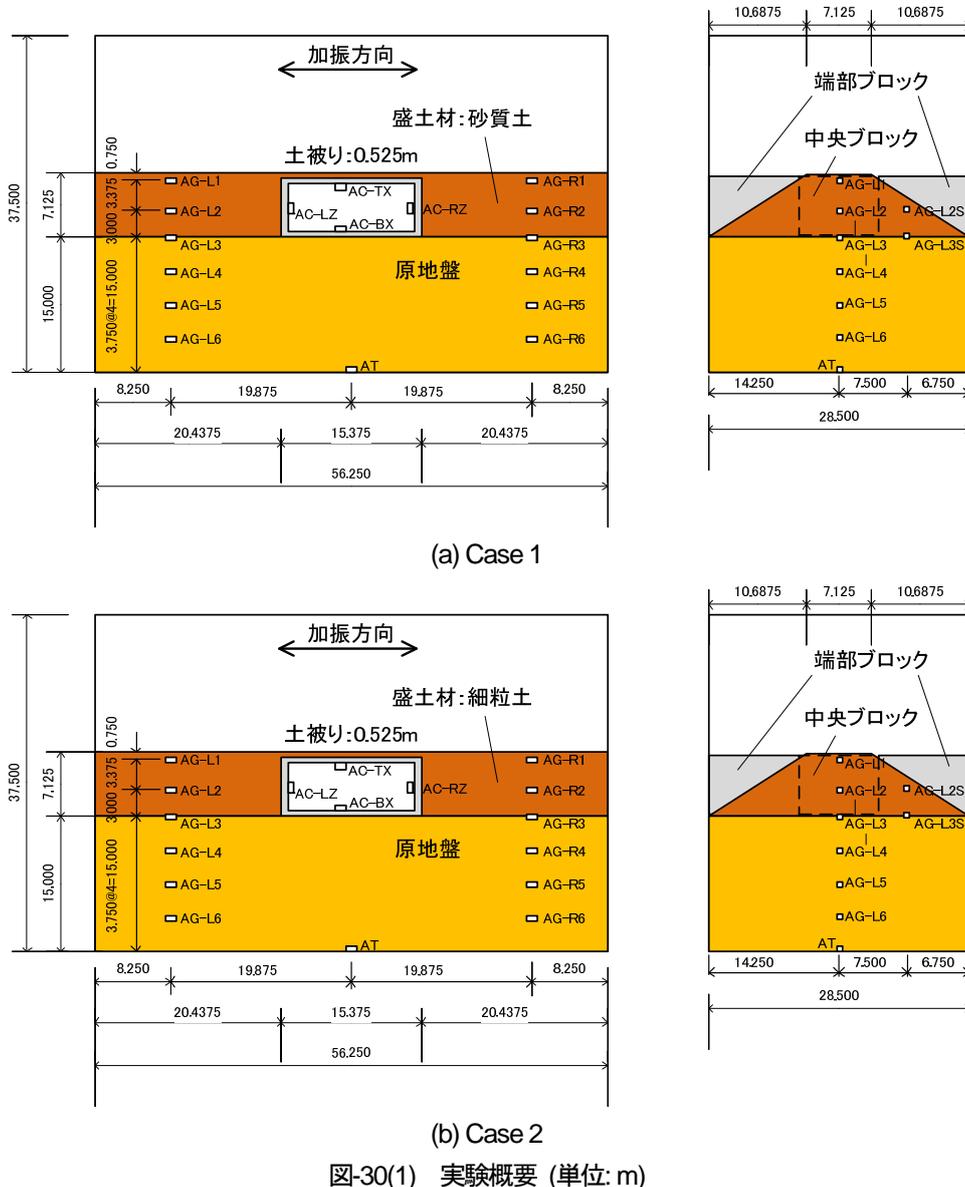
に各ケースにおけるボックスカルバート模型の寸法およびセンサー類の設置状況を示す。なお Case7 のボックスカルバートは、1連で内空幅が 14m と大きい一方で土被り厚が大きいため、常時設計によっても部材厚が大きくなり、ややアンバランスな構造となっている。

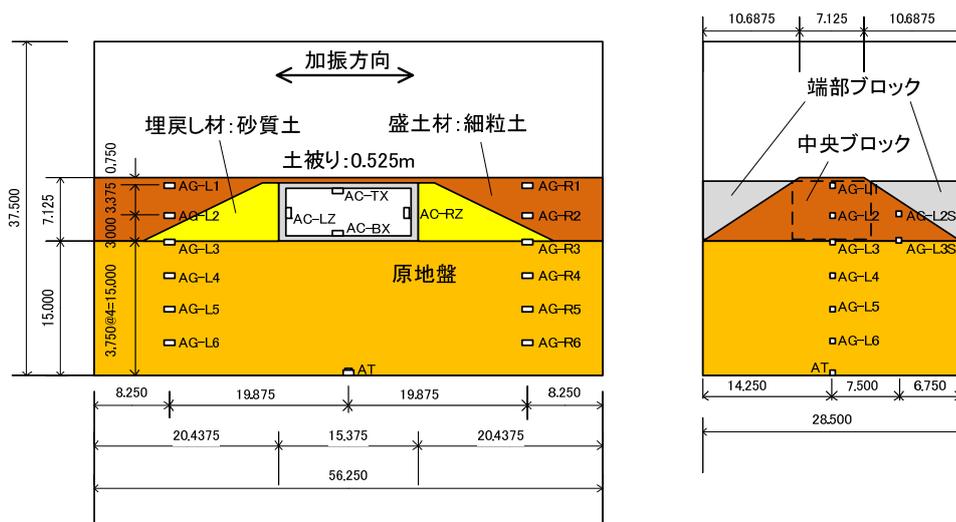
使用材料はアルミニウムであり、引張試験の結果、降伏ひずみ $\epsilon_s=2,600\mu$ 、弾性係数 $E=67.7\times 10^3\text{N/mm}^2$ であった。頂版、側壁、中壁、底版の部材厚は、断面二次モーメント EI が想定する実物の EI (コンクリート全断面有効として算出される値) と概ね一致するように設定した。想定する実物と比較すると、曲げ剛性 EI が 69~114%程度、重量が 67~81%程度におさまったものの、軸剛性 EA は 172~203%と比較的大きな差が生じた。しかし、カルバートの壁部材の軸方向の変形は非常に小さいため、この差異がカルバートの地震時挙動に及ぼす影響は無視し

うるものと考えられる。

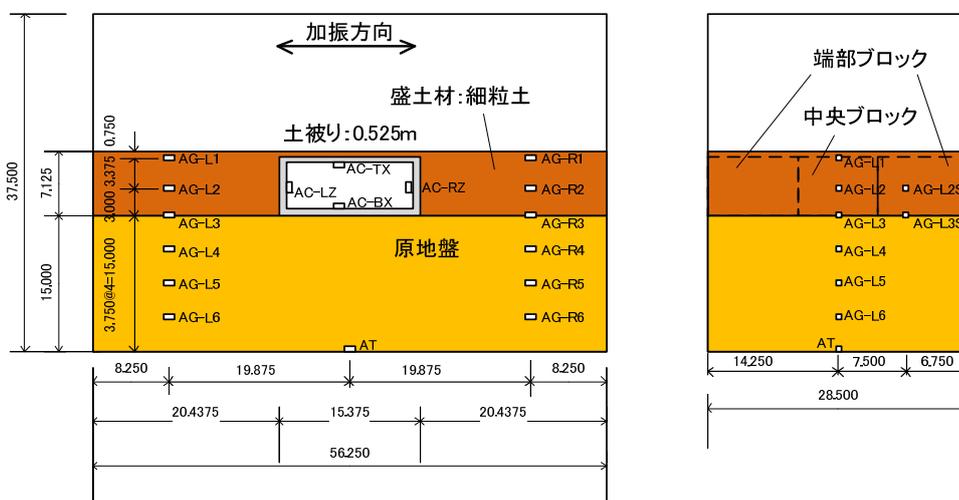
隅角部の剛性を確保するため、カルバート模型は無垢のアルミニウムブロックを削り出すことで作製した。この際、指針に従い、上側の隅角部にハンチを設けている。また、カルバートと周辺地盤との摩擦を確保するため、カルバートの外周には接着剤を用いて霞ヶ浦細粒土を塗した。しかし、一般に場所打ちボックスカルバートの場合では、施工にあたって底面に砕石等の敷設がなされることで大きな摩擦抵抗が確保されるため、本実験の手法でこれに相当する摩擦抵抗を再現できていない可能性は否定できない。

盛土中のボックスカルバートの両端部には、一般に翼壁、擁壁等により土留めがなされるが、ここでは簡易に、ダミーのボックスカルバート (模型中の端部ブロック) を設置することとした (図-30)。したがって、カルバー

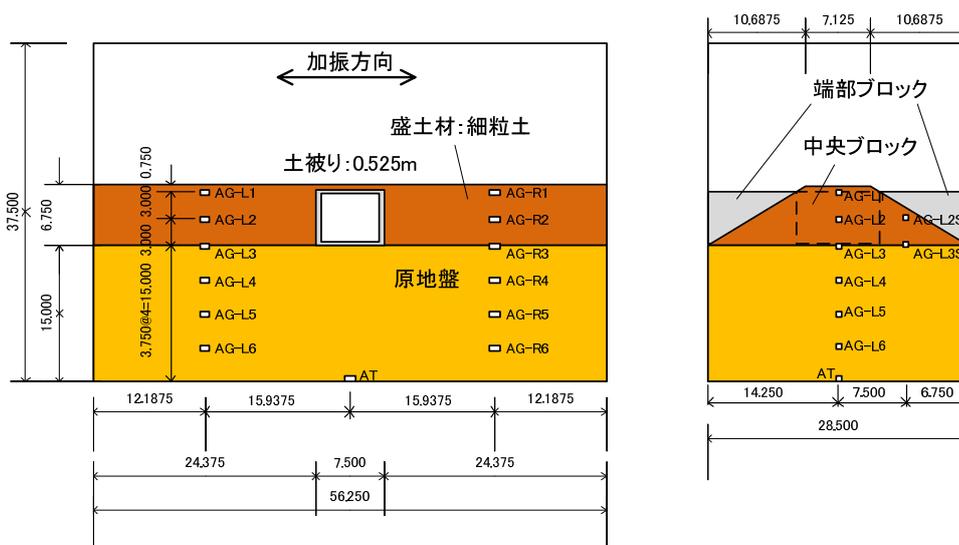




(c) Case 3

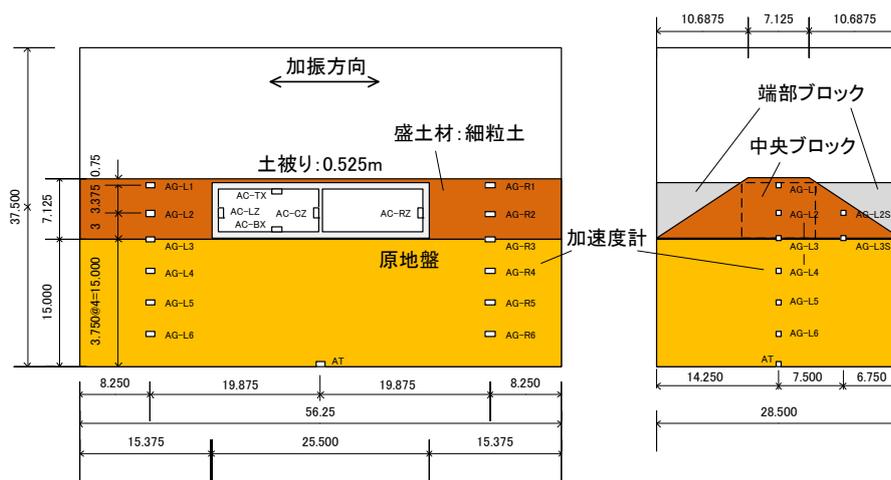


(d) Case 4

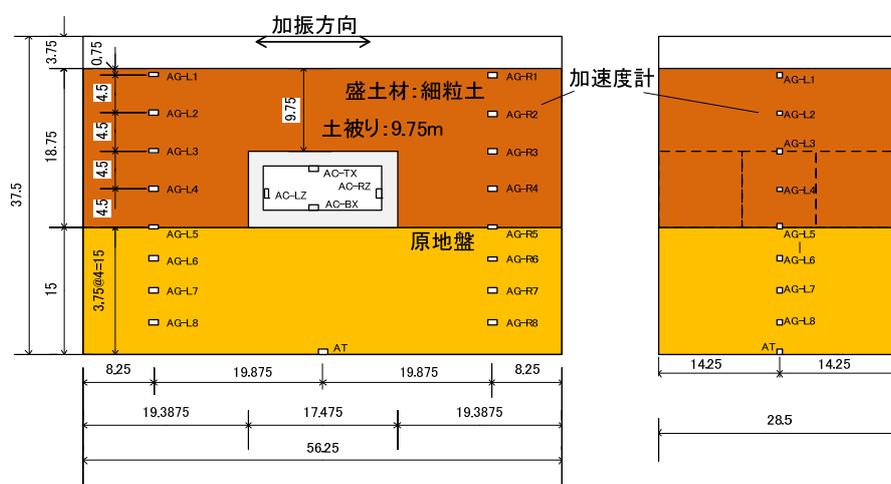


(e) Case 5

図-30(2) 実験概要 (単位: m)



(f) Case 6



(g) Case 7

図-30 (3) 実験概要 (単位: m)

ト模型は、実験で着目する中央ブロック、両端における端部ブロックの3ブロックから構成される。土槽壁面と端部ブロック、端部ブロックと中央ブロックの間には1mm (模型スケール) 程度のクリアランスを設け、スポンジを貼り付けることで互いの干渉を軽減するような処理を行った。

4.2.3 模型地盤の作成

図-30 に模型地盤およびボックスカルバート模型、センサー配置を示す。作製の手順は以下の通りである。

- 1) 東北硅砂7号により原地盤を作製する。作製は空中落下法により行い、目標相対密度 $D_r=89\%$ とした。
- 2) 盛土材・裏込め材に用いる江戸崎砂あるいは霞ヶ浦細粒土に水を加え、スコップで攪拌混合することにより、含水比を調整する。ここで、良質な砂質土を想定した江戸崎砂の場合、含水比は最適含水比 ($w_{opt} = 15\%$) 付近の $w=14.9\%$ とし、比較的品質の悪い盛土材を想定した霞ヶ浦細粒土の場合、盛土材として使用可能なコ

ーン指数の下限値⁴⁾ ($q_c = 400 \text{ kN/m}^2$) となる含水比とし、 $w=27.0\%$ とした ($w_{opt} = 19.4\%$)。

- 3) 原地盤上にボックスカルバート模型を設置する。
- 4) 江戸崎砂あるいは霞ヶ浦細粒土により、盛土および裏込めを水平成層状に作製する。作製は突き固めにより行い、目標締固め度は江戸崎砂で $D_c=95\%$ 、霞ヶ浦細粒土で $D_c=94\%$ (空気間隙率 $v_a=10\%$) とした。
- 5) 盛土形状を台形とする Case1, 2, 3, 5 および 6 については、手順4)で盛土および裏込めを水平成層状に作製しているため、余分な部分を取り除いて台形状に整形する。

4.3 载荷条件

実験では、道路土工要綱³⁾ で定義されるレベル1 地震動(以下, L1 という) およびレベル2 地震動 (以下, L2 という) に相当する地震動波形を土槽底面より与えた。特に、盛土の固有周期が比較的短いことが想定されることから、短周期領域で振幅の大きなタイプ II 地震動を与

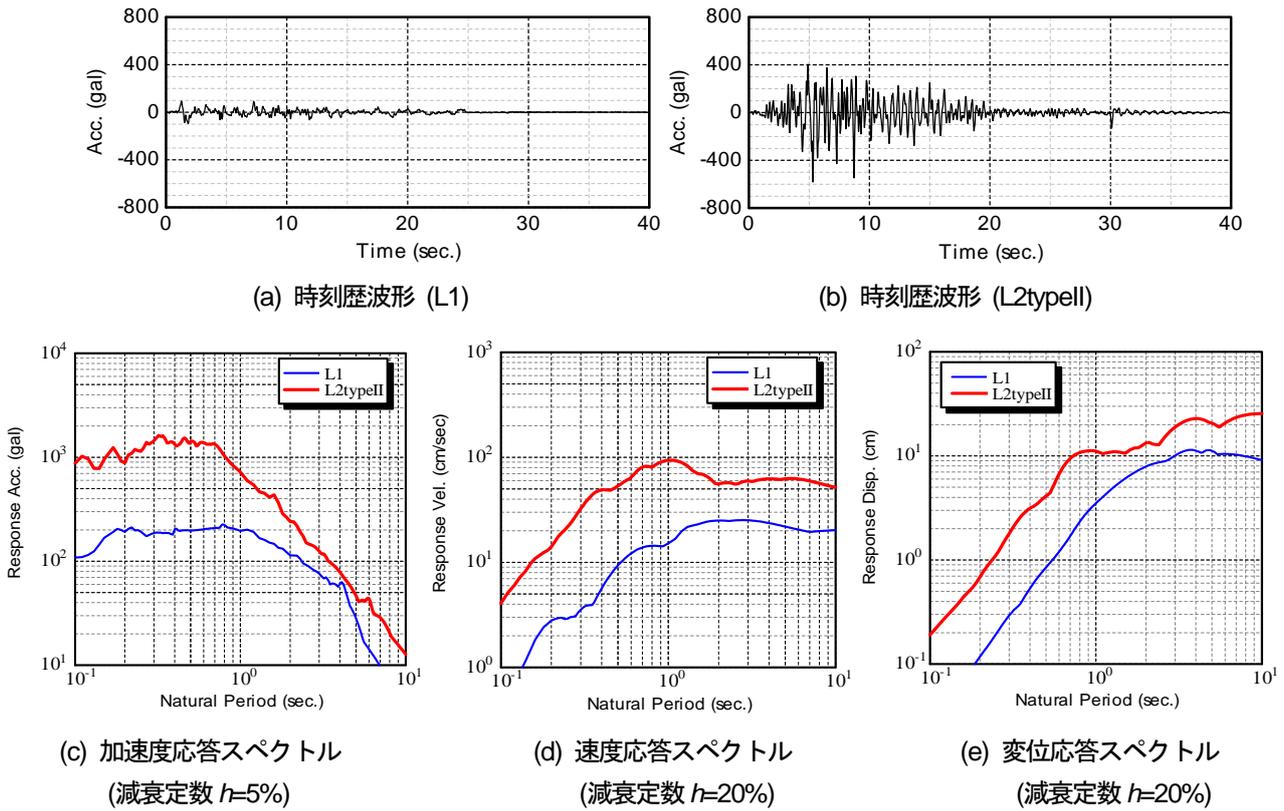


図-31 入力地震動

えた。また、土槽底面が工学的基盤面に相当するものと考え、良質な岩盤等に対応するI種地盤の地盤面で定義された地震動波形を用いた。基本ケースであるCase2における入力地震動波形を図-31に示す。

4.4 データ整理方法

ボックスカルバートに設置した加速度計による計測値より、層間変形角 α および剛体回転角 β を算出した。ここで、図-32に示すように、層間変形角 α はボックスに単純せん断変形が生じる変位成分、剛体回転角 β はボッ

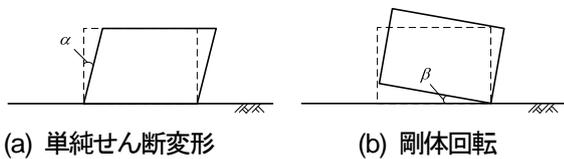


図-32 ボックスカルバートに関する2種類の変位モード

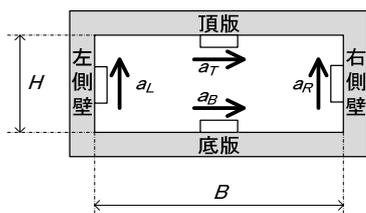


図-33 ボックスカルバートの加速度の計測方法

クスに変形を生じることなく剛体的に回転する変位成分として定義した。実験では、図-33に示すように、頂版、底版では水平加速度、左右側壁では鉛直加速度を計測しており、これらの計測値を周波数領域で2回積分することによって α 、 β を算出した。ボックスカルバートの頂版、底版、側壁の内外には、ひずみゲージを設置している。この計測値に基づき、各断面位置における曲げひずみを算出した。曲げひずみはいずれの部材についても内空側引張を正としている。

4.5 実験結果

4.5.1 ボックスカルバートおよび盛土の挙動

基本ケースであるCase2を例に、ボックスカルバートと盛土の加振時の挙動を観察する。

図-34、図-35は、L1、L2 type IIの入力に対し、カルバートの層間変形角 α の絶対値が最大値を示した付近の時刻に着目し、ボックスカルバートの層間変形角 α 、剛体回転角 β 、頂版および底版の応答加速度、盛土下面に対する天端の相対変位の時刻歴を示す。加速度、変位はいずれも右向きを正としている。なお図中には、層間変形角 α の絶対値が最大となる時刻を点線で記している。

L1時には、カルバートの層間変形角、剛体回転角、応答加速度と盛土の振動変位は、波形形状がよく類似しており、かつ、ほぼ同時刻にピークを示している。すなわ

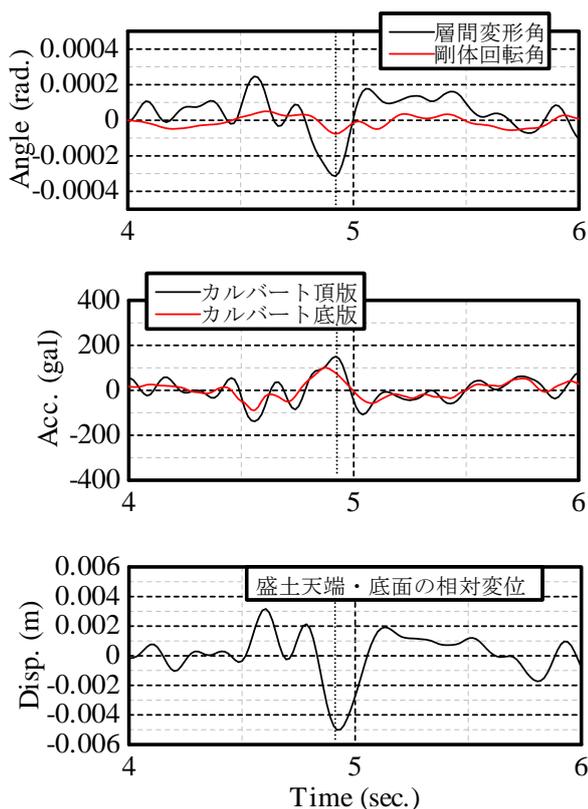


図-34 Case2 実験結果 (L1)

ち、盛土の振動変位とカルバートの慣性力がほぼ同時刻に同じ方向に作用し、結果としてその時刻にカルバートのせん断変形、剛体回転が生じている。これは、カルバートと盛土が一体となって挙動していることを示している。

一方、L2typeII時は、カルバートの層間変形角、剛体回転角と応答加速度の波形形状が異なるものの、盛土の振動変位のみ波形形状が異なる。また、カルバートの層間変形角、剛体回転角と応答加速度が概ね同時刻に発生しているのに対し、盛土の振動変位は遅れてピークを示している。すなわち、一般に、地震時における地中構造物の変形や部材断面力に対しては地盤振動変位が支配的な影響を及ぼすものと考えられているが、ボックスカルバートの場合、大地震時には盛土と挙動が一体的でなくなり、むしろ慣性力の影響の方が支配的となっていることが分かる。次に、ボックスカルバートに作用した土圧の時刻歴を図-36、図-37に示す。なお、これは各壁面に作用した直応力成分を土圧計により計測したものであり、周面摩擦力を示すものではない。L2typeII時の土圧に着目すると、E-L1(左側壁上部)、E-R1(右側壁上部)、E-B1(底板左端)、E-B4(底板右端)において、土圧の値がゼロ付近で下限値を示しており、側壁・盛土間に剥離が生じていること、底板に浮上りが生じていることが分か

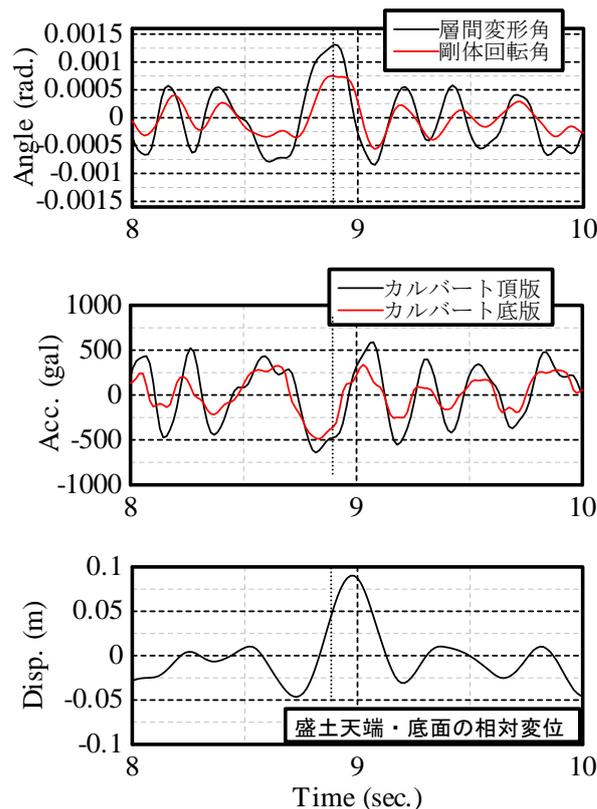


図-35 Case2 実験結果 (L2typeII)

る。一方、L1時における土圧からはそのような挙動が見られない。

また、L1時、L2typeII時における剛体回転角 β に着目すると、L1時には層間変形角 α に比して非常に小さいのに対し、L2typeII時には α の半分程度の値となっており、地震動が強くなるにしたがって β が急増している様子が分かる。

図-38に、層間変形角 α が最大値を示した時刻における各断面位置での曲げひずみを示す。なお図中の初期値は75Gの遠心力载荷後の曲げひずみである。L1時には、同一時刻では初期値と比較し、左下、右上の隅角部で内面側引張、左上、右下の隅角部で内面側圧縮となっており、層間変形角が負側でピークを示したこととよく対応している。このことは、L2typeII時についても同様である。曲げひずみの最大値は、L2typeII時においても最大で 200μ にも達しないほどに小さいものとなった。なお、いずれのケースについても、層間変形角の最大時刻で曲げひずみが概ね最大値を示していた。

これらの結果から、本ケースのL2typeII時におけるカルバートの挙動について、次のことが推察される。

- 地震動が強くなるに従い、カルバートの剛体回転運動が顕著となる。ただし、剛体回転運動の卓越の程度は、後述のように土破りの大きさに強く依存する。

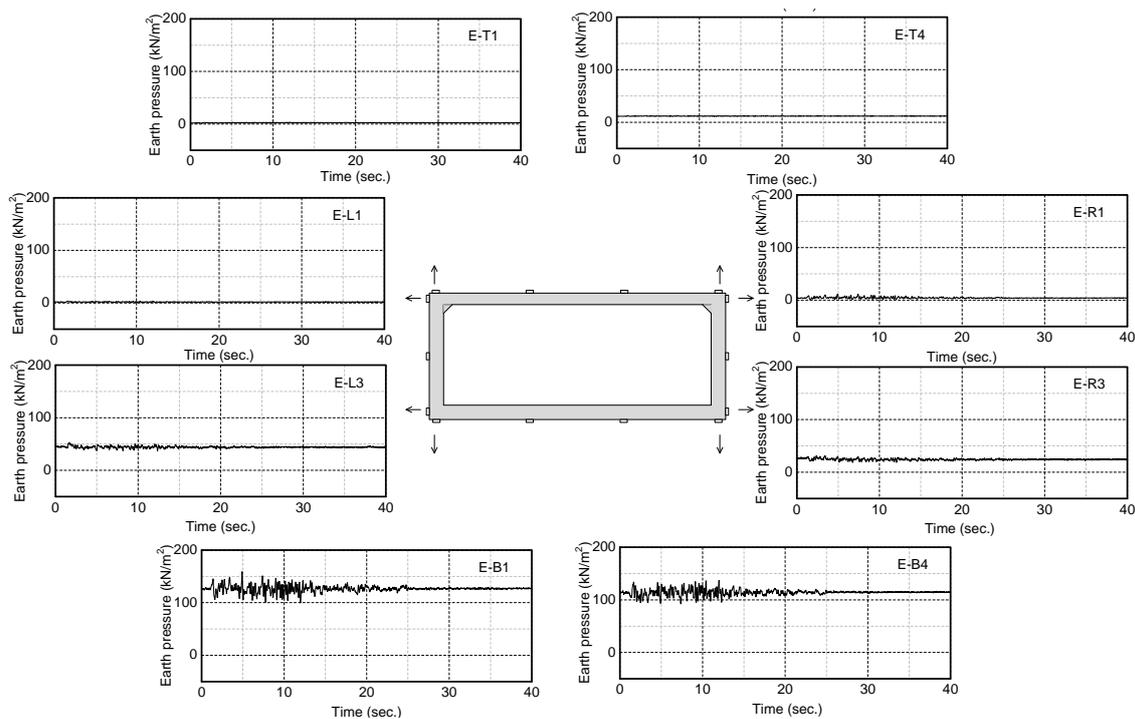


図-36 ボックスカルバートに作用した土圧 (Case2, L1)

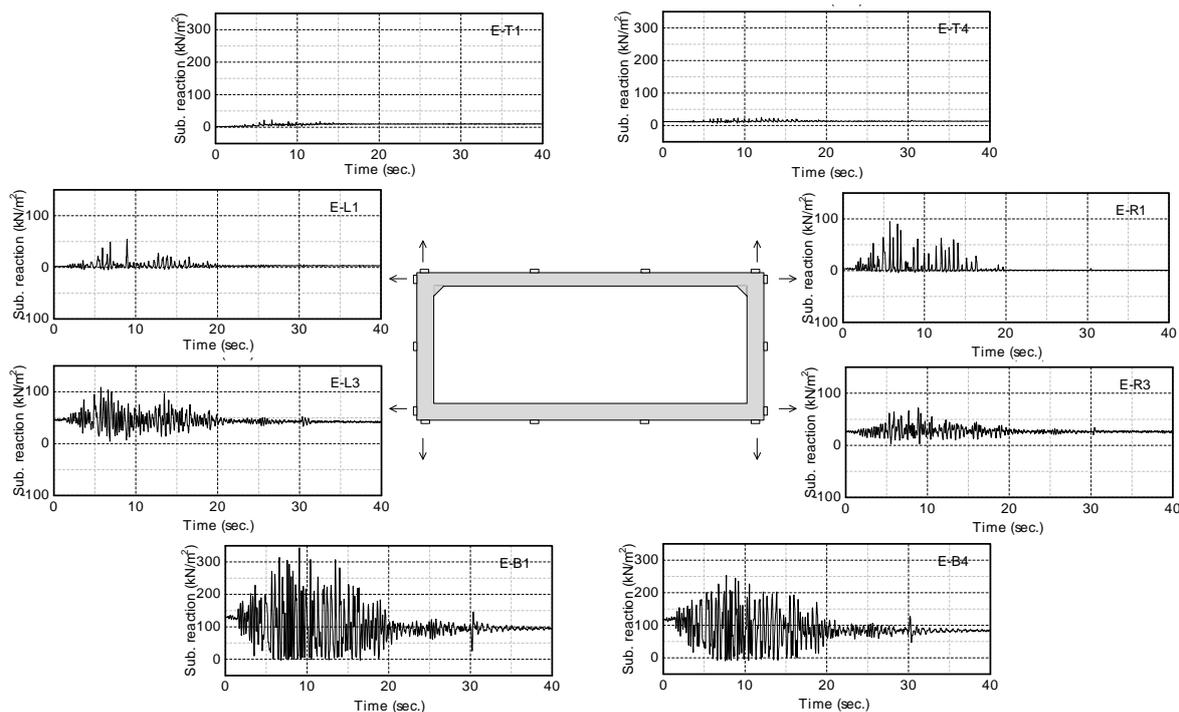


図-37 ボックスカルバートに作用した土圧 (Case2, L2typell)

つまり、本ケースでは土被り厚が 50cm と小さく、剛体回転に対して上載土が頂版への反力を発揮しにくいいため、底板が浮き上がるほどに大きな剛体回転角が発生している。

- 底板の浮き上がりや側壁・盛土間の剥離など、カルバート・盛土間の相互作用に強い非線形性が表れることで、カルバートは周辺からの土圧が低下し、結

果として、カルバートと盛土の挙動が一体的でなくなっている。

- このため、カルバートのせん断変形や剛体回転に対し、慣性力が支配的な影響を及ぼしている。これらの結果として、各部材の曲げひずみは非常に小さいものとなった。

Case1, 3, 4, 5 におけるカルバートの挙動も、Case2

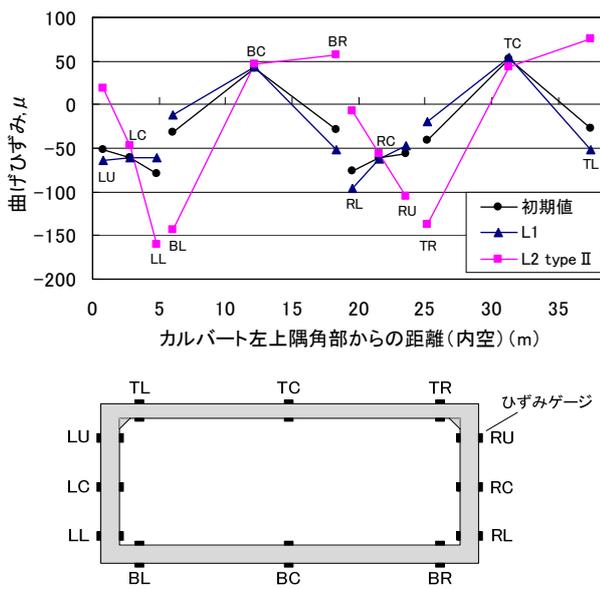


図-38 ボックスカルバートに生じた曲げひずみ (Case2)

と定性的にはよく類似していた。すなわち、カルバートと盛土の挙動がL1時では一体的である一方、L2時ではカルバートの剛体回転運動が卓越して盛土との挙動が一体的でなくなり、曲げひずみは最大で200 μ に達しない結果となった。特に、内空幅の小さいCase5においては、剛体回転角 β の大きさが他のケースに比べて非常に大きかった。

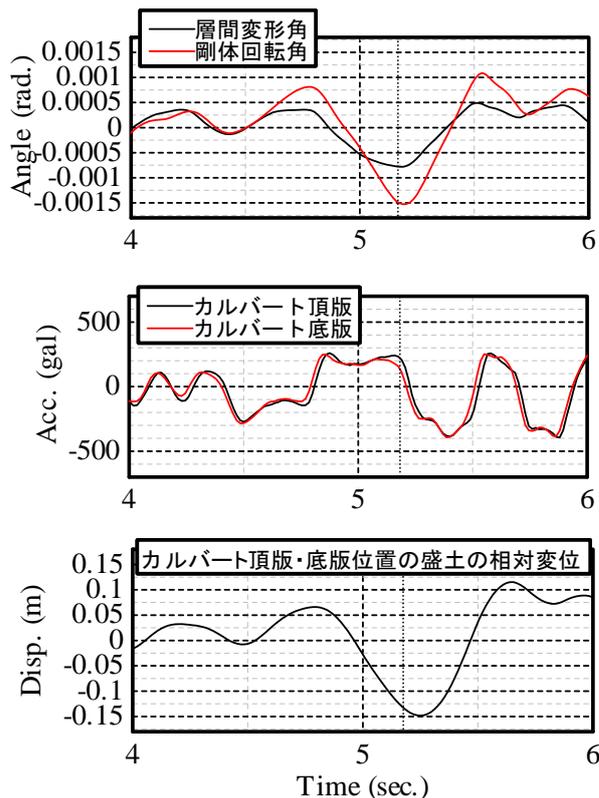


図-39 Case7 実験結果 (L2 typell)

Case6については、他のケースに比べて盛土天端の応答加速度が極端に大きく、また、盛土の振動変位が半分程度と小さかった。これは、カルバートの内空幅が大き

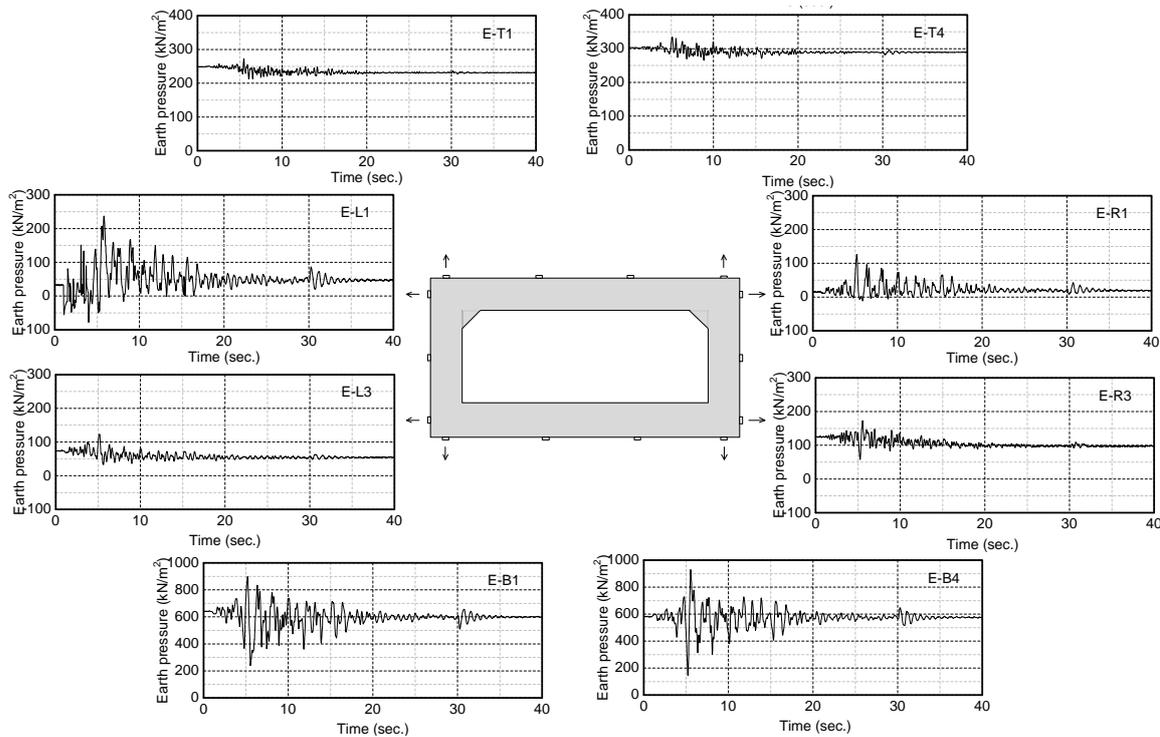


図-40 ボックスカルバートに作用した土圧 (Case7, L2 typell)

いため、カルバート自体の振動に模型全体の挙動が支配された可能性がある。また、カルバート側壁・せん断土槽の側壁間の距離が十分に確保できていないため、盛土の挙動がこれらとの干渉の影響を受けた可能性も考えられる。

次に、土被りが大きい Case7 の L2typeII 時におけるカルバートの挙動に着目する。カルバートの層間変形角、剛体回転角、頂版および底版の応答加速度、盛土下面に対するカルバート頂版付近の盛土の相対変位の時刻歴を図-39 に、カルバートに作用した土圧の時刻歴を図-40 に示す。なお図-39 中には層間変形角 α の絶対値が最大となる時刻を点線で記している。図-39 より、カルバートの層間変形角、剛体回転角や応答加速度に比べ、盛土の振動変位は遅れてピークを示し、土被りの小さい Case2 と比べても、位相の遅れは同程度ようである。しかし、図-40 を見ると、E-R1 (右側壁上部) で土圧の値がゼロ付近で下限値を示し、一部では剥離が見られるが、側壁の他の位置では剥離が確認されず、また、底版に浮き上がりも生じていない。土被りが大きいため、頂版上面における土圧が高く、カルバートの剛体回転運動を抑制するように作用したものと考えられる。つまり、土被りが大きい場合ほど、土の剛性・強度が高いためカルバート・盛土間の相互作用に、剥離等に伴う非線形性が表れにくくなり、大地震時においてもカルバートと盛土の挙動が一体的な挙動に近づいたものと考えられる。

4.5.2 各ケースにおける層間変形角と剛体回転角

次に、各ケースにおける層間変形角および剛体回転角の値に着目し、各種実験条件がボックスカルバートの変形に及ぼす影響について考察する。

図-41 は各ケースにおける層間変形角の最大値（絶対値）を比較したものである。この図より L1 地震動ではその値自体が小さく、またいずれのケースにおいても顕著な違いは見られない。L2 type2 地震動では、L1 地震動に比べ3~5 倍程度の層間変形角の増加が見られるが、最も大きな値を示した Case4 においても 0.00155rad (1/645) 程度と小さい。

盛土形状の異なる Case2 と Case4 を比較すると、盛土形状が水平成層状である Case4 は、台形状である Case2 に比べて若干大きな値を示している。詳細は割愛するが、盛土の応答加速度、変位には両ケースでほとんど差が見られなかったため、カルバートを拘束する盛土の領域の大きさや、その領域内の土被り圧の違いによる剛性・強度の違いが影響した可能性が考えられる。

内空幅の大きい Case6 では、Case2 と比較し小さい値

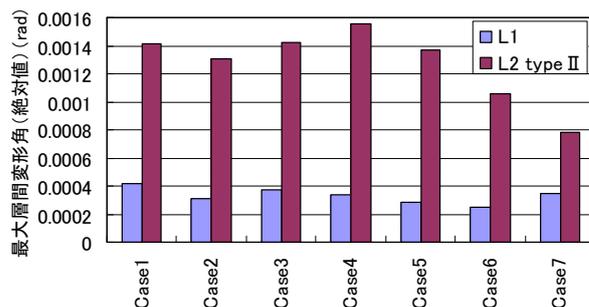


図-41 各ケースにおける最大層間変形角

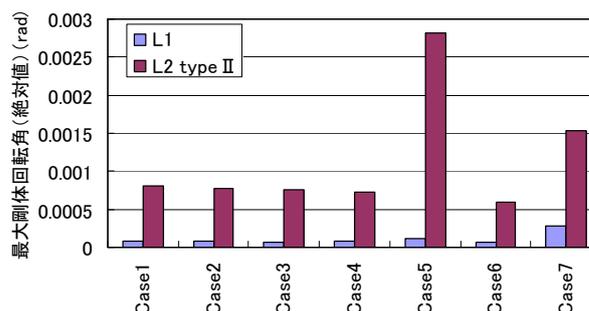


図-42 各ケースにおける最大剛体回転角

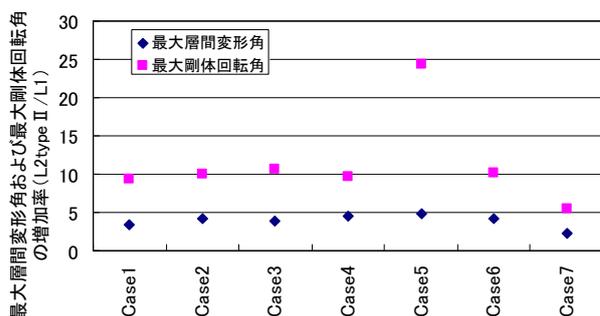


図-43 L1 時と L2 type II 時の最大層間変形角および最大剛体回転角の増加率

を示している。ただし、先に述べたように Case6 は盛土がせん断土槽側壁との干渉の影響を受けることで、有意な結果が得られていない可能性がある。

土被りの大きい Case7 では、カルバートと盛土の挙動が一体的な挙動に近く、慣性力と地盤振動変位の両者の影響を受けたことが考えられるが、層間変形角は小さい。これは、部材厚が他のケースに比べて非常に大きいことが影響したものと考えられる。

図-42 に各ケースにおける剛体回転角の最大値（絶対値）を示す。ボックスカルバートの形状、寸法が同一である Case1~4 では、ほとんど差が生じていない。内空幅が小さい Case5 では、L2 type II 地震動における剛体回転角が極めて大きい。また、内空幅が大きい Case6 につい

ては、他のケースと比べ剛体回転角が極めて小さい。このように、剛体回転角の大きさはカルバートの断面形状にも強く依存している。土被りの大きいCase7については、カルバートの回転運動が抑制されるものと想定されたが、むしろ、実験では大きな値を示した。ここでも部材厚が影響している可能性が考えられる。つまり、部材厚が大きいことでカルバート躯体の慣性力が大きいことや、剛性が高い躯体が変形しにくいことから、剛体回転運動が卓越したことが考えられる。

当然のことながら、L1時に比べてL2typeII時は層間変形角、剛体回転角ともに大きくなっているが、その増加の割合は剛体回転角の方が顕著である(図-43)。これは、大地震時にはカルバート自体の変形よりもカルバートの剛体回転運動が相対的に卓越することを表しており、大地震時にはそのエネルギーがカルバートの剛体回転運動により吸収されることを示唆している。

5. おわりに

本年度の研究により得られた、現行のカルバート工指針により設計されたボックスカルバートに関する知見について、以下にまとめる。

静的実験

- ・ 終局限界状態に至るまでの部材損傷の傾向としては、頂版は内側での損傷が外側より卓越し、側壁については外側の損傷が内側より激しい、という結果になった。
- ・ 鉄筋の降伏箇所(部材の塑性化)については、隅角部(底版を除く)近傍で発生しており、特に頂版での鉄筋の降伏範囲が広いことがわかった。
- ・ CASE1では、水平変形を順次大きく与えていくと、最終的にはカルバート工指針の中で許容されている主筋の段落し部でせん断破壊を生じた。一方、CASE1と同様に部材に段落しを有するCASE2では、そのようなせん断破壊が起らなかったことから、同じ段落しでも常時設計で決まった配筋の結果によって最終的な破壊性状に差がでることがあると考えられる。
- ・ 実験再現解析では、現状の解析手法で水平耐力や応答変位が精度良く再現できることがわかった。一方、履歴ループについては除荷時の剛性の再現性が悪く、実験結果すべてを精度良く再現することが難しいことがわかった。

動的実験

- ・ 土被りが小さい場合、L1時にはボックスカルバートと盛土が一体として挙動するが、L2時にはボックスカルバートと盛土の挙動が一体的でなくなった。このことより、強い地震動により構造物・地盤間の相互作用に強い非線形性が表れることがわかった。
- ・ 土被りが大きい場合は、L2時においてもカルバートと盛土が一体となって挙動する様子が見られた。
- ・ 地震動が強くなるにつれて、カルバートの剛体回転運動が相対的に顕著となった。このことは、カルバートの剛体回転運動によるエネルギー吸収が発揮されているものと考えられる。
- ・ 剛体回転角はカルバートの断面寸法に強く依存することがわかった。このため、ボックスカルバートの変形および部材断面力は、L2時においても大きなものとならなかった。
- ・ ボックスカルバートの変形および部材断面力の発生に対しては、地盤振動変位よりも慣性力が大きな影響を及ぼした。

今後は、静的実験・動的実験それぞれに対する再現解析を進めていき、地盤内に設置されたボックスカルバートの地震時挙動を正確に再現できる算定法を確立することを考えている。また、その後、ボックスカルバートが地震に対して確保すべき耐震性能を明確にするとともに、耐震性能を満足するための部材の限界状態とその評価手法を提案し、耐震設計法として体系化を行う予定である。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路土工-カルバート工指針，2010. 3.
- 2) (社) 全日本建設技術協会：国土交通省制定土木構造物標準設計第1巻，2000.
- 3) (社) 日本道路協会：道路土工要綱，2009. 6.
- 4) (独) 土木研究所：建設発生土利用技術マニュアル(第3版)，2004. 9.

Research on seismic design method for Box culverts

Budgeted : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2010-2011

Research Team : Bridge and Structural Technology Research
Group, Materials and Geotech
Research Group (Soil Mechanics and
Dynamics Research Team)

Author : HOSHIKUMA Jun-ichi
NANAZAWA Toshiaki
YATSUMOTO Hitoshi
SASAKI Tetsuya
TANIMOTO Shunsuke
YAMAKI Masahiko

Abstract : It is generally known that box culverts exhibit the inherent seismic performance because these structures are constructed in the ground, which may result in less significant seismic effect on them. On the other hand, the size of the box culvert has recently increased and also been complex shape, so that such culvert may affect the seismic effect. However there are few researches on the seismic design for such culvert. Required seismic performance of the box culvert for road facility and the limit state to satisfy the seismic performance are also unclear.

This research has conducted for development of the seismic design for the box culvert based on the proposal of the evaluation method for the limit state and seismic behavior of the box culvert. In FY2010, both the cyclic lateral loading tests and the centrifuge tests to the scaled box culvert were performed, and the limit state of the structural member in the box culvert and the interaction between the ground and the box culvert were discussed through the experimental results.

Key words :Box culvert, Seismic Performance, Limit state, Cyclic lateral loading test, Evaluation Methodology