

論文 断層変位を受けるコンクリート連続桁橋の安全性に関する研究

田中 智行*1・三井 欣二*2・北台 修一*3・大塚 久哲*4

要旨: 我が国では 1995 年の兵庫県南部地震を契機に、橋梁の耐震性能を確保するように設計手法が改善されている。しかし、断層変位による橋梁の被害形態を推定するための解析・実験データが少ないのが現状である。本論文では既設の連続桁橋（支間長 20~30m 程度、3~7 径間）を対象に、断層変位を受ける場合の解析を行った。その結果、断層変位 0.2~1.0m で上部構造もしくは下部構造が損傷を受けることが分かった。また、橋脚高さや上部構造の特徴が耐震性能に影響を及ぼすことも分かった。

キーワード: 断層変位, PC 連続桁橋, 非線形静的解析, 強制変位入力

1. はじめに

1999 年 9 月 21 日に発生した台湾集集地震は、数多くの構造物に多大な被害を与えた。橋梁に関する被害の多くは、数メートルの地盤変位を受け、上部構造が落橋したものであった。

そうした断層運動による地盤変位が予想される場合、可能な限り構造物を構築することを避けるべきであると考えられる。しかしながら橋梁においては、道路施設の連続性、国内における数百の断層の存在、断層が地表に現れた場合、その断層帯の破壊域が広域であるといった理由から、断層上に橋梁を架設せざるを得ない場合も少なくないにもかかわらず、国内では設計時に断層変位を考慮する義務はないのが実情である。

本論文は、国内に存在する PC 連続桁橋を 3 橋

選定し、断層変位に対する安全性の検討を行った結果を述べたものである。具体的にはスパンや橋脚高さ、適用基準が異なる既設橋梁に対し、断層変位量や方向、断層発生位置をパラメータに、発生する力学的イベントを数値的に明らかにすべく静的非線形解析を行ったものである。

2. 対象橋梁と解析手法

2.1 対象橋梁

対象橋梁は、以下に示す項目に着目し表-1 に示す 3 橋とした。

- (1) 適用示方書: 昭和 55 年, 平成 8 年道路橋示方書
 - (2) 支間長: 20m, 30m 程度
 - (3) 橋脚高さ: 10m, 20m 程度
 - (4) 上部構造形式の違い
- 概要図を図-1~3 に示す。

表-1 対象橋梁一覧

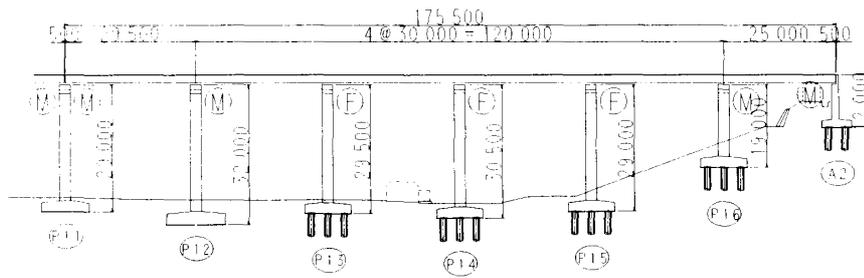
	A 橋	B 橋	C 橋
構造形式	PC6 径間連続合成桁橋	PC3 径間連結プレテン床版橋	PC7 径間連続中空床版橋
適用示方書	昭和 55 年道路橋示方書	平成 8 年道路橋示方書	平成 8 年道路橋示方書
橋長	175.500m	61.000m	204.400m
支間長	29.5+4@30.0+25.0m	19.2+20.2+19.2m	28.55+5@29.20+28.55m
有効幅員	9.25m	4.00m	9.50m
橋脚高	19.0~32.0m	10.10m	6.8~9.2m
地盤種別	1, 2 種地盤	2 種地盤	3 種地盤

*1 中央コンサルタンツ (株) 福岡支店 設計部 工修 (正会員)

*2 (株) 富士ピー・エス 福岡支店技術部

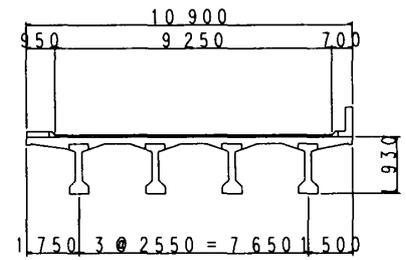
*3 日本技術開発 (株) 福岡支店道路・構造室

*4 九州大学大学院 工学研究院 建設デザイン部門 工博 (正会員)

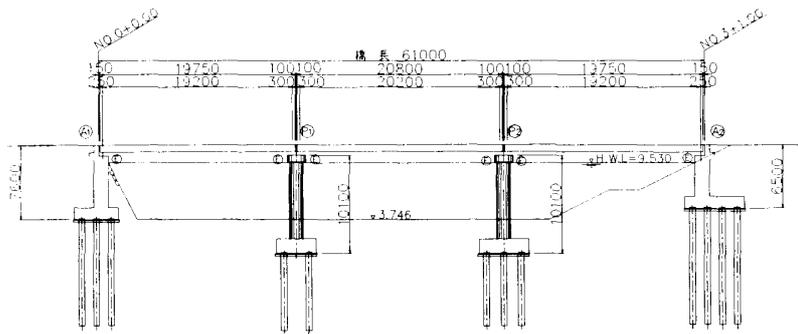


側面図

図-1 A橋 概要 (単位 mm)

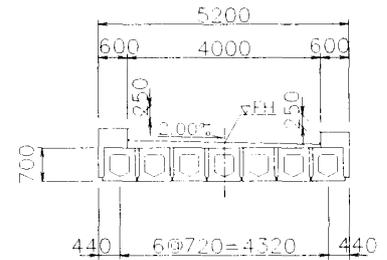


上部構造断面図

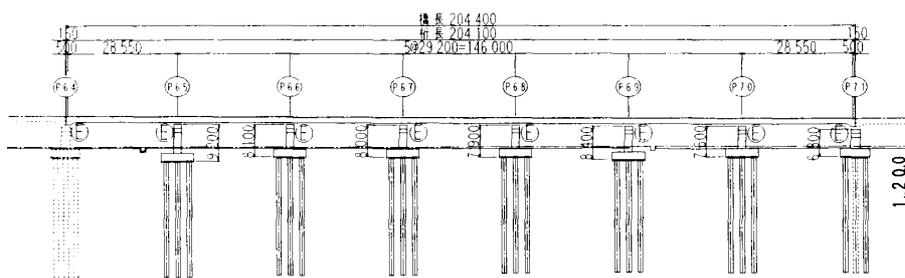


側面図

図-2 B橋 概要 (単位 mm)

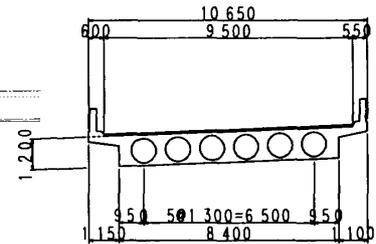


上部構造断面図



側面図

図-3 C橋 概要 (単位 mm)



上部構造断面図

2.2 解析手法

(1) 解析手法

解析手法を以下に示す。

a) 対象橋梁に対して断層変位を考慮した強制変位入力による非線形静的解析 (1方向変位増分解析) を行う。

b) 上部構造に関しては、橋軸方向は非線形部材、橋軸直角方向は線形部材とする。

c) 下部構造は橋脚のみ非線形部材、橋台は線形部材とする。

d) 非線形部材は、初期軸力を考慮して M-φモデルとする。非線形部材は、最外縁のコンクリートが曲げ引張強度に達した時をひび割れ時、最外縁の鉄筋が降伏ひずみ (引張) に達した時を降伏時、最外縁軸方向鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみ (圧縮) に達し

た時を終局時とした。

e) 基礎構造に関しては、地盤を考慮した線形ばねとする。ただし、変位入力箇所は基礎ばねを無視する。

f) 支承はA橋がタイプAのゴム支承、B、C橋がタイプBのゴム支承である。³⁾支承は線形ばねとし、支承破断後は検討を行っていない。

(2) 解析モデル

図-4~6にA橋~C橋の解析モデルを示す。また、図-7に上部構造、橋脚のM-φ曲線を示す。

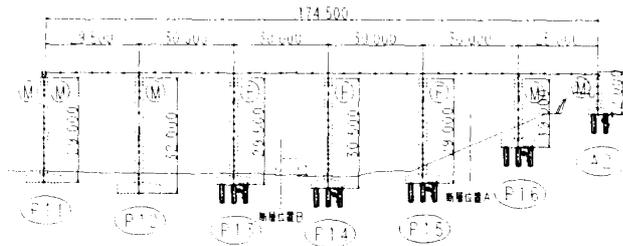


図-4 A橋解析モデル (単位 mm)

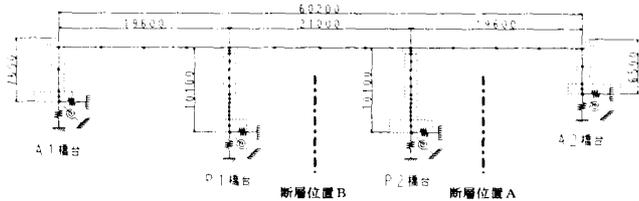


図-5 B橋解析モデル (単位 mm)

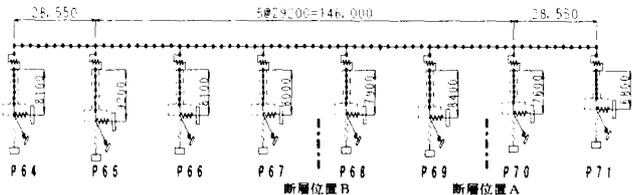


図-6 C橋解析モデル (単位 mm)

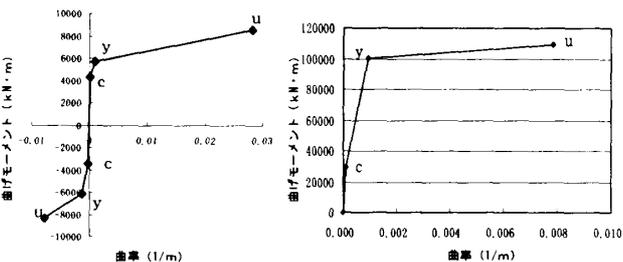


図-7 A橋上部構造と橋脚M-φモデル

(3) 解析ケース

想定する断層変位は端径間部および中央径間部に発生するとし、断層変位入力方向は橋軸方向、鉛直方向（上下）方向、橋軸直角方向とした。

表-2 検討ケース一覧

		中央径間部	端径間部
橋軸方向		← →	← →
鉛直方向		↓ ↑	↓ ↑, ↑ ↓
橋軸直角方向		↑ ↓	↑ ↓
ケース数		3 ケース	4 ケース
ケース	断層の場所	変位方向	
1	端径間部	橋軸方向※1	
2		鉛直上方向	
3		鉛直下方向	
4		橋軸直角方向	
5	中央径間部	橋軸方向	
6		鉛直上方向※2	
7		橋軸直角方向	

※1 A橋は、両端部が可動支承であるためケース1を除いた。

※2 A橋は鉛直下方向。

3. 解析結果

中央径間に断層が発生する場合（ケース5～7）の解析結果について報告する。

3.1 A橋

(1) 橋軸方向断層変位（ケース5）

A橋のケース5（橋軸方向）におけるP13橋脚の曲げモーメント耐力と発生曲げモーメントを図-8に、図-9に支承の耐力と発生水平力を示す。橋脚基部の発生曲げモーメントに着目すると、水平変位 0.07m でひびわれ耐力、0.50m で降伏耐力、1.00m で終局耐力を超えている。なお、橋脚の発生せん断力は水平変位 1.00m が生じてせん断耐力を超えず、上部構造の発生断面力は許容耐力を超えなかった。

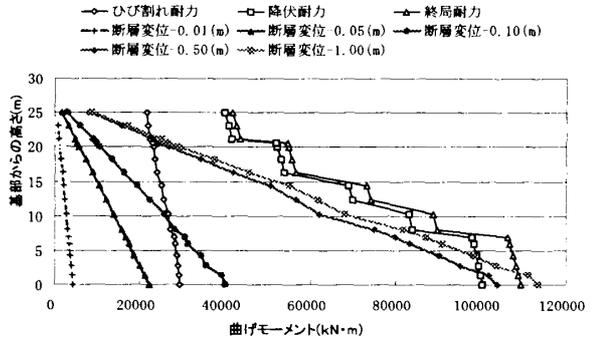


図-8 P13橋脚発生曲げモーメント

支承の耐力はアンカーバーのせん断耐力に支配されるが、P13橋脚上において水平変位 0.50m でアンカーバーの耐力を超えている。

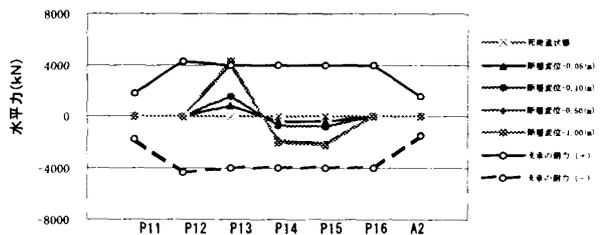


図-9 支承部の耐力と発生水平力

(2) 橋軸鉛直下方向断層変位（ケース6）

図-10にケース6（鉛直下方向）における上部構造の曲げモーメント耐力と発生曲げモーメントを示す。P13橋脚付近の主桁下縁側において、鉛直変位 0.50m で降伏耐力を超え、鉛直変位 1.20m 程度で終局耐力を超えると思われる。また、橋脚の発生せん断力はせん断耐力を超えなかった。なお、橋脚、支承に関しては、発生断面力は降伏耐力、圧縮耐力を超えなかった。

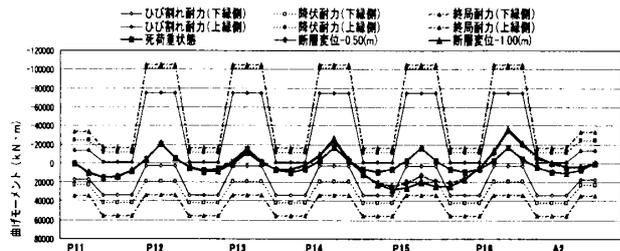


図-10 上部構造の曲げモーメント耐力と発生曲げモーメントの関係

(3) 橋軸直角方向断層変位 (ケース7)

ケース7 (橋軸直角水平方向変位) におけるP13 橋脚の曲げモーメント耐力と発生曲げモーメントを図-11 に, 図-12 に支承の耐力と発生水平力を示す。橋脚基部の発生曲げモーメントに着目すると, 水平変位 0.25m でひびわれ耐力, 0.70m で降伏耐力を超えている。1.20m 程度で終局耐力を超えと思われる。なお, 橋脚の発生せん断力は水平変位 1.00m が生じてもせん断耐力を超えず, 上部構造に関して発生断面力は許容耐力を超えなかった。

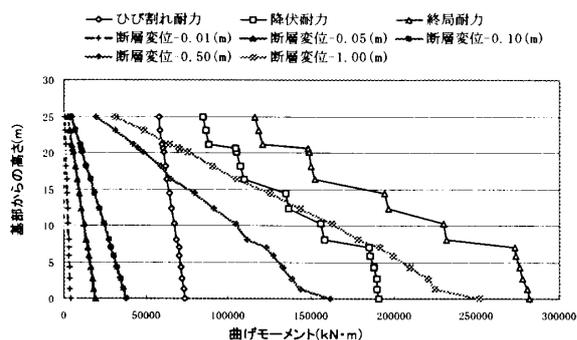


図-11 P13 橋脚発生曲げモーメント

支承の耐力はアンカーバーのせん断耐力に支配されるが, P13, 14 橋脚上において水平変位 0.50m で支承の耐力を超えている。

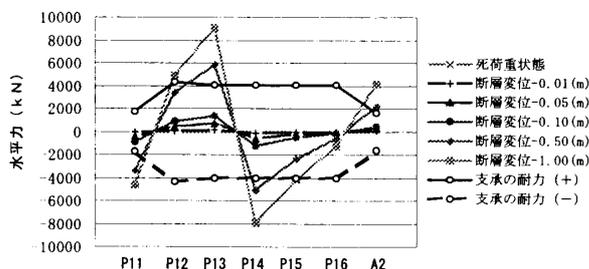


図-12 支承部の耐力と発生水平力

3.2 B橋

(1) 橋軸直角方向断層変位 (ケース5)

図-13 にケース5 におけるP1 及びP2 橋脚の曲げ耐力と発生曲げモーメント分布図を示す。

P1 及び P2 橋脚とも基部に曲げモーメントが発生するが, 水平変位 0.10m でひびわれ耐力, 水平変位 0.20m で降伏耐力を超える結果となった。橋脚のせん断力及び上部構造に関しては, 断層変位が 0.50m までであれば, ひびわれにも至っていない結果となった。

(2) 橋軸直角方向断層変位 (ケース7)

図-14 にケース7 におけるP1 及びP2 橋脚の曲げ耐力と発生曲げモーメント分布図を示す。P1 橋脚については, 水平変位 0.40m でひびわれ耐力, 0.50m で降伏耐力を超えるが, P2 橋脚は水平変位 0.20m でひびわれ耐力, 0.30m で降伏耐力を超える結果となった。

橋脚のせん断力及び上部構造に関しては, 断層変位が 0.50m までであれば, ひびわれにも至っていない結果となった。

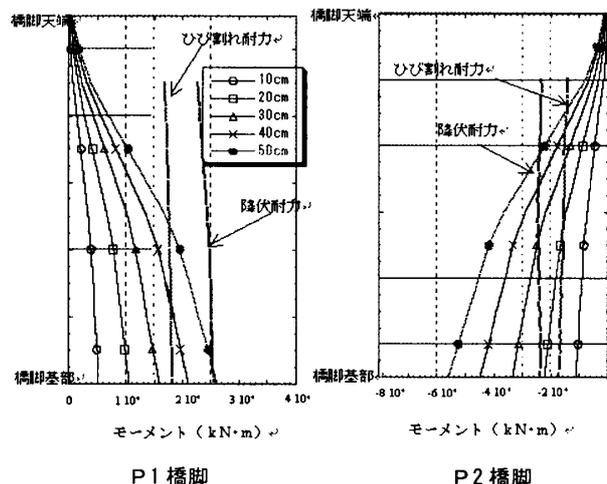


図-13 P1 及びP2 橋脚発生曲げモーメント (ケース5)

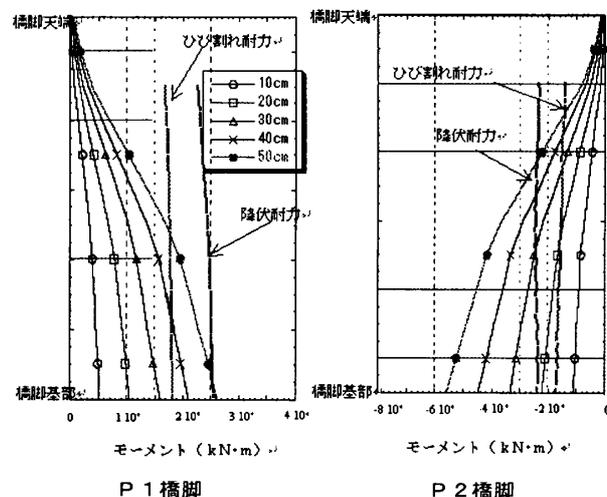


図-14 P1 及びP2 橋脚発生曲げモーメント (ケース5)

3.3 C橋

(1) 橋軸方向断層変位 (ケース5)

他橋脚に比べ最も大きな橋脚基部断面力を示した P68 橋脚について、図-15 に曲げ耐力と発生曲げモーメント分布とせん断耐力と発生せん断力の分布を示す。

P68 橋脚の基部曲げモーメントは、水平変位 0.20m 到達前でひびわれ耐力を上回り、水平変位 0.40m 程度で終局耐力に近い値を示した。一方、せん断力は、水平変位 0.80m 程度で発生せん断力がせん断耐力の値を上回る結果となった。

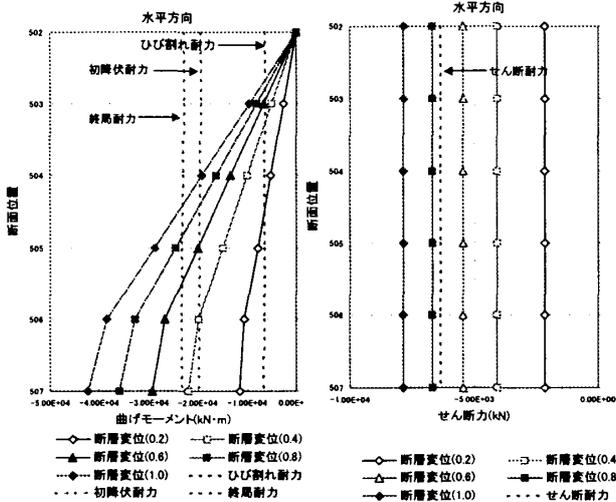


図-15 P68 の曲げモーメントとせん断力

(2) 橋軸鉛直方向断層変位 (ケース6)

上部構造における、曲げ耐力と発生曲げモーメントの分布を図-16 に示す。断層位置に近い P67 橋脚上支点付近において正の発生曲げモーメントが、および P68 橋脚上支点位置の負の発生曲げモーメントが、鉛直変位量 0.20m のときにひび割れ耐力に近い値を示し、断層変位量 0.40m のときにはすでに発生曲げモーメントが終局耐力を超える結果となった。

図-17 に上部構造のせん断耐力と発生せん断力分布を示す。P67 橋脚上支点付近では、断層変位量 0.20m 程度を超えると発生せん断力がせん断耐力を超える結果となった。また、図-17 から、断層変位 0.60m 程度では、P66 から P68 橋脚間の 2 径間におけるせん断力の分布曲線形状はほぼ 1 直線となり、P66 橋脚上と P68 橋脚上を支点とした単径間のせん断力分布に近い形状になったことが分かる。

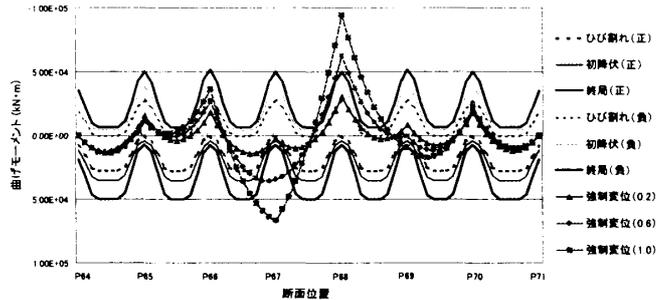


図-16 上部構造曲げモーメント (ケース6)

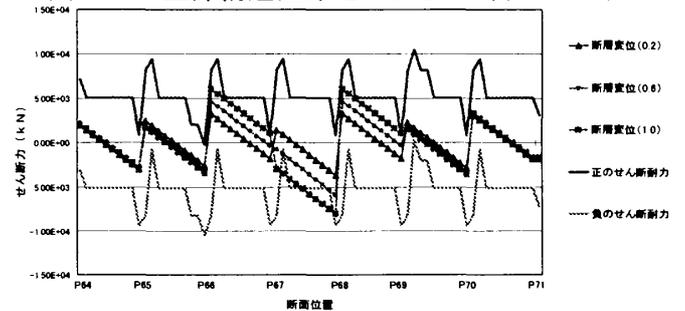


図-17 上部構造せん断力 (ケース6)

(3) 橋軸直角方向断層変位 (ケース7)

他橋脚に比べ橋脚基部に最も大きな断面力を示した P67 橋脚について、図-18 に曲げ耐力と発生曲げモーメント分布とせん断耐力と発生せん断力の分布を示す。

P67 橋脚の基部において曲げモーメントが、水平変位 0.20m 到達前でひびわれ耐力を、水平変位 0.40m 到達前で初降伏・終局耐力を超えた。一方、せん断力については、水平変位 0.80 では発生せん断力がせん断耐力を下回っているが、水平変位 1.00m のときにはすでに発生せん断力がせん断耐力を上回る結果となった。

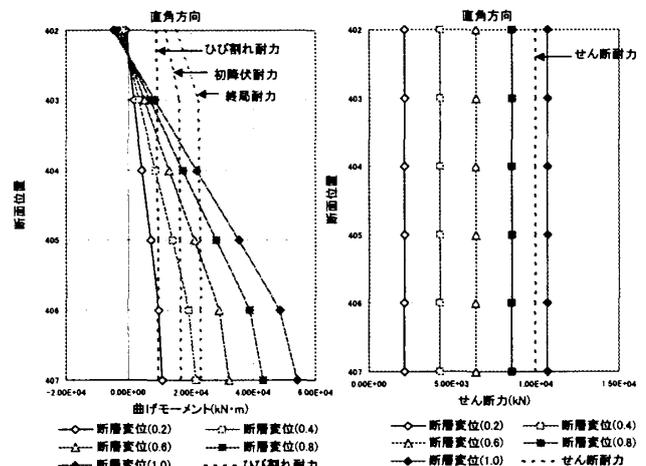


図-18 P67 の曲げモーメントとせん断力

3.4 まとめ

今回の解析結果について以下のように考察する。

(1) 解析結果について

PC連続桁橋の静的非線形解析を行った結果についてまとめると、以下のとおりである。

a) 損傷を受ける部位の断面力は、軸力やせん断力よりも曲げモーメントが支配的であった。

b) 橋軸方向および橋軸直角方向の水平変位を受ける場合では、橋脚基部が大きく損傷を受け水平方向変位 0.20~0.50m程度で終局に至った。また、橋脚高さの違いによる耐震性能については、橋脚高が高いほど断層変位に対して有利であることが分かった。これは、断層変位が生じた場合、橋脚高が高いほど、橋脚基部に発生する回転角が小さくなり、損傷が小さくなったためと考えられる。

c) 鉛直方向の変位を受ける場合では、上部構造が大きく損傷を受け鉛直方向変位 0.20~1.00m程度で終局に至る結果となった。上部構造について、断層変位に対する耐震性能を高い方から示すとA、B、最後にC橋の順であるといえる。

d) タイプA支承が用いられているA橋では、支承耐力はアンカーバーのせん断耐荷力に支配され、橋軸・橋軸直角方向の水平変位 0.50mで支承耐力を超える結果となった。

(2) 橋種の違いにおける耐震性能について

上部構造の桁高はA橋が最も高く、C橋、B橋の順に低くなっており、部材剛性も同様の順になっていると考えられる。しかしながら、C橋が終局に到る時の断層変位量は他に比べ小さい。

C橋の鉛直断層変位に対する耐震性能が低い理由は、PC材配置が常時荷重に対してのみ配置された構造のため、断層変位を受けて発生する中間支点付近の正曲げ応力に対しプレストレスの作用方向が同方向となり、部材の圧縮・引張応力が他の橋種に比べて極端に大きくなり、耐荷力不足が著しくなったものと考えられる。

(3) 橋脚高さの違いにおける耐震性能について

幅員が同程度であるA橋(10.900m)とC橋(10.650m)に着目する。C橋では、終局時の水平変位量が0.4m程度であるが、A橋では、0.5m程度であった。断層が端径間に発生した場合の解析結果も総合すると、橋脚が高いほど断層変位に追随し、耐震性能も高くなるものと考えられる。

4. おわりに

今回は、3橋の解析結果および参考文献をもとに、連続桁橋の断層変位に対する耐震性能の確認を行った。その結果0.2m~1.0m程度の断層変位量で、上部構造、下部構造もしくは支承が損傷を受ける結果となった。しかし、台湾集集地震で生じた断層変位は7mとも言われ、PC連続桁橋がこのような断層変位を受けた場合、橋梁の損傷、落橋する可能性が高いと考えられる。よって、橋梁の耐震補強、落橋防止システムの再構築等何らかの対策が必要と考えられる。

今回の検討は3橋のみを対象としており、断層変位に対する連続桁橋の耐震安全性を確保するには、今後さらなるケーススタディと他橋種を含む橋種選定の検討、さらに耐震対策の検討も必要と考えられる。本研究が今後のさらなる研究の一助となれば幸いである。

なお、本研究はJCI九州支部「断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性に関する研究委員会」の活動の一部として行ったものである。

参考文献

- 1) 断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性に関する研究委員会、大塚久哲、矢葺亘ほか:同委員会報告書、平成14年11月、(社)日本コンクリート工学協会・九州支部
- 2) 高原、大塚、矢葺、:断層変位がPC斜張橋の耐震安全性に及ぼす影響について、平成14年3月、土木学会西部支部研究発表会
- 3) 道路橋示方書・同解説、平成14年3月