

熊本地震による鋼I桁橋の損傷に基づく 鋼桁支点部の構造特性の評価

澤田 守・岡田太賀雄・玉越隆史・星隈順一

1. はじめに

平成28年4月の熊本地震では、強い地震の揺れの影響とさらに地盤変状の影響が加わったことにより、道路橋に主桁等の供用安全性上で重要な部位において顕著な損傷が生じた例が確認された¹⁾。

平成29年に改定された道路橋の設計基準である道路橋示方書（以下「道示」という。）では、作用する力や変位量の不確実性が高く、設計で精度よく考慮することが困難な地盤変状の影響については、なるべくその影響を受けにくいように架橋位置や橋の形式の選定時に配慮したり、もしも影響が及んでも致命的な被害になりにくいよう構造上の配慮を検討することが規定された。

しかし、地盤変状の影響を緩和できる具体的な構造上の配慮方法や構造設計の方法等は確立していないのが現状である。そこで、国総研と土研では、地盤変状によって不測の強制変位や大きな外力が橋に加えられるような条件を想定して、そのような場合にも耐荷力の急激な低下が生じにくく、機能回復も短期間で容易に行えるようなダメージコントロールの方法について連携して検討を進めている。

本報文では、熊本地震でも損傷が生じた鋼I桁支点部に着目して、ダメージコントロールの実現性について検討した例を報告する。

2. 熊本地震の被災事例と鋼I桁支点部における設計の課題

2.1 熊本地震による鋼I桁支点部の損傷とダメージコントロールの考え方

図-1に熊本地震で生じた鋼I桁支点部の損傷例を示す。地盤変状により下部構造が大きく変位したために主桁支点部に大きな作用を受け、塑性変形が残留したものである。図-1(a)の例は、支承近傍の主桁が水平方向に屈曲するように変形し、

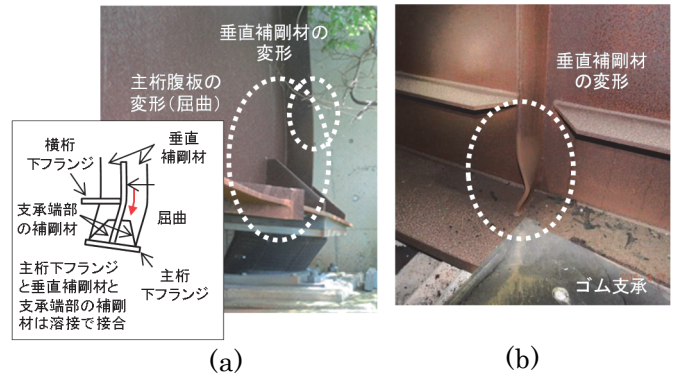


図-1 熊本地震による鋼I桁支点部の損傷の例

支承直上の垂直補剛材にも変形が残留したものである。道路橋では、鋼I桁の主桁が塑性化すると上部構造全体の耐荷力が大きく低下したり、支承が破壊して落橋に至る危険性も考えられることから、垂直補剛材に軽微な変形は残留しても、主桁そのものには少なくとも大きな塑性変形は生じさせないように設計される。本例のように支承直上で垂直補剛材のみならず主桁腹板にも大きな変形が生じると、主桁が支点部で鉛直荷重を支持しきれなくなって大きく沈下し、上部構造が危険な状態になる可能性がある。また大きな鉛直荷重を支持している支点部の主桁の機能を回復するには大がかりな補強や矯正工事が必要となる可能性が高い。

図-1(b)の例は、ゴム支承と主桁の連結ボルトが破壊して主桁が正規の支承部位置から脱落して下部構造の上に落下しており、図-1(a)と同様に支点上の主桁や垂直補剛材に顕著な塑性変形が残留したものである。図-1(a)同様に、主桁の塑性化は橋の機能回復が容易でなく、さらに本例のように支承から桁が完全に脱落してしまうと橋の機能回復には桁の位置を元に戻すための大がかりな工事が必要になるため、このような損傷形態は避けることが望ましいといえる。

以上のように、鋼I桁支点部では主桁の塑性変形が生じにくいようにするとともに、仮に垂直補剛材に塑性化が生じて直ちに鉛直耐荷力が急激に低下しないような損傷形態となるように配慮す

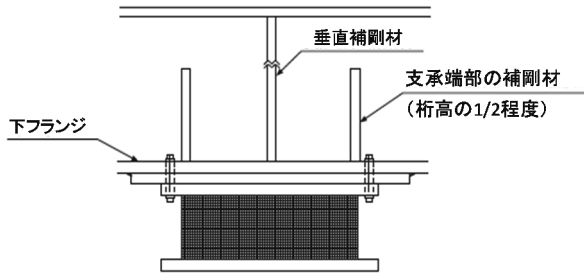


図-2 支承部上の主桁の腹板の補強の例

ることが望ましい。

2.2 鋼桁支点部の設計法と主な課題

道示では、主桁の支点部では、垂直補剛材と主桁腹板からなる柱構造として主桁に作用する軸方向圧縮力に抵抗できるように設計することが規定されている。このとき、主桁が橋軸方向に移動するような挙動に対して支承直上の主桁が局部応力によって損傷しないよう垂直補剛材に加えて補助的な補剛材を垂直補剛材の両側の支承端部の位置に配置することとされている。そして近年は、支承端部の補剛材と横桁等の干渉箇所はスリット等設け、支承端部の補剛材の高さの目安として桁高の1/2程度とされることが一般的であるが(図-2)、事例のような橋軸直角方向にも過大な水平力を受けるような状況では、支承端部の補剛材の高さの違いは主桁の塑性化のしやすさや塑性化後の残存耐荷力に差が生じる可能性が考えられる。

以上を踏まえて、基礎的検討として、支点部の支承端部の補剛材の高さ等を変えて、水平力による主桁の抵抗特性と塑性化後の残存耐荷力についてFEMによる試算を行った。

3. FEM解析による鋼桁支点部の耐荷力の評価

3.1 検討概要

図-3に解析モデルと検討フローを示す。鋼桁橋の桁支点部を含む一部分をシェル要素でモデル化し、FEM解析を行った。

解析では、地震時の水平力に対する鋼桁支点部の耐荷力を把握するために、はじめに死荷重相当の鉛直荷重を与えた状態で、水平力を漸増載荷した。その後、地震時の水平力によって桁に塑性変形が生じた状態で、どの程度の残存耐荷力が期待できるのかを把握するために、水平力を保持したまま鉛直荷重を漸増させるといった手順とした。

図-4に解析ケースを示す。CASE1は、垂直補剛材は1本とし、支承端部の補剛材の高さは横桁

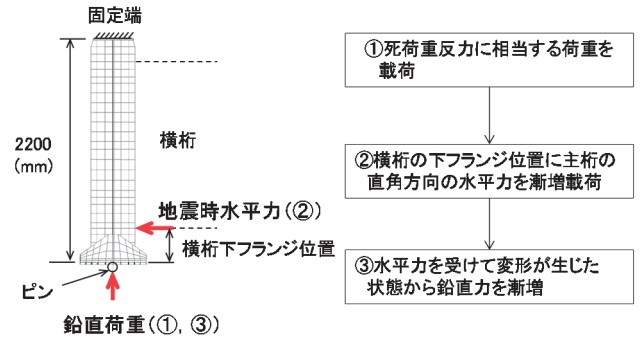


図-3 解析モデルと検討フロー

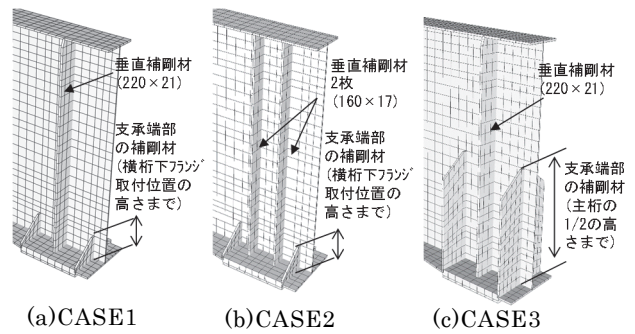


図-4 検討ケース

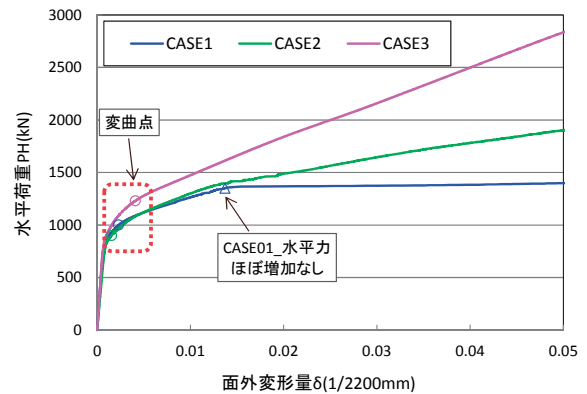


図-5 水平力に対する荷重変位関係

下フランジ取付位置の高さまでとしており、図-1(a)を想定したケースである。CASE2は、CASE1に対して垂直補剛材を2本としたケースで、垂直補剛材の複数化の影響を確認するためのケースである。なお、CASE2の2枚の垂直補剛材はCASE1と同程度の軸方向圧縮力に抵抗できるように断面を決定している。CASE3は、CASE1に対して支承端部の補剛材の高さを主桁の1/2の高さにしたケースであり、道示の構造細目で例示されている支承端部の補剛材の高さの影響を確認するためのケースである。

3.2 水平力に対する耐荷力

図-5に水平力に対する荷重変位関係を示す。図中には荷重変位曲線における変曲点を○でプロットしている。CASE1から3を比較すると変曲点における水平荷重は、CASE3が最も大きい。また、

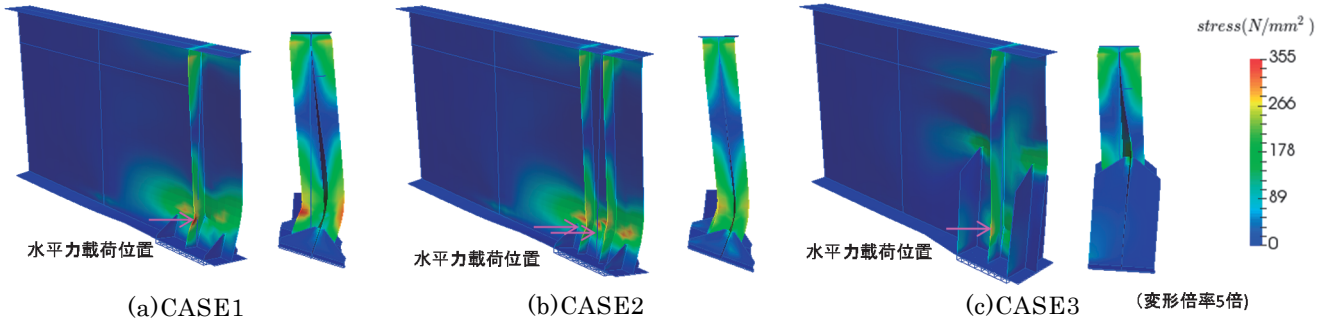


図-6 水平力載荷による変形及び相当応力のコンター図(水平荷重1350KN)

図-5にCASE1において水平力の増加がほぼ無くなった時点をも△でプロットし、この時点の変形及び相当応力のコンターを図-6(a)に示す。ここで、相当応力とは、複数の荷重条件下における応力状態を、単軸引張状態の応力に換算したものである。水平力載荷位置の下側の腹板が屈曲するとともに垂直補剛材に座屈変形が生じており、図-1(a)の事例に近い変形性状となっている。

CASE2及び3では、図-5の荷重変位関係において変曲点以降も荷重が増大している。図-6(b)、(c)にCASE1と同じ水平力が載荷された時点の変形及び相当応力のコンターを示す。CASE2は、CASE1に近い変形性状及び応力分布となっている。一方、CASE3では、水平力載荷位置付近の腹板の屈曲は見られず、水平力載荷位置付近の応力がCASE1、2と比べて小さい。CASE3では、支承端部の補剛材が水平荷重に抵抗しており、今回検討したケースの中で最も水平耐荷力が高い構造であることがわかった。

3.3 水平力を受けた状態の残存鉛直耐荷力

水平力が残存鉛直耐荷力の及ぼす影響を把握するため、水平力を保持したまま鉛直荷重を漸増させる試算の水平力の条件は、表-1に示す7段階とした。ここでは、軸方向圧縮力を受ける部材、軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材として照査する場合の設計上の上限にあたる応力度が生じた段階の他、腹板や垂直補剛材に変形が発生し始める段階等としている。なお、CASE3では座屈変形が発生し始める変曲点と腹板が設計で想定する初期不整相当の面外変形量に到達する時点がほぼ同じであったため、同じ⑤段階で整理している。

図-7に各CASEにおける表-1に示す段階まで水平力を与えた後の残存鉛直耐荷力を示す。残存鉛直耐荷力についてCASE1から3を比較すると、CASE3が最も高く、CASE2、CASE1の順番と

表-1 鉛直力載荷前の水平力載荷段階

段階	CASE1	CASE2	CASE3
①	荷重載荷位置の垂直補剛材発生応力140N/mm ² (軸方向圧縮力を受ける部材として照査する際の軸方向圧縮応力度の上限に相当する値)		
②	荷重載荷位置の垂直補剛材発生応力188N/mm ² (圧縮降伏の特性値(降伏応力)×0.8)		
③	荷重載荷位置の垂直補剛材発生応力208N/mm ² (軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材として照査する際の軸方向圧縮応力度の上限に相当する値)		
④	荷重載荷位置の垂直補剛材発生応力235N/mm ² (圧縮降伏の特性値(降伏応力))		
⑤	変曲点 (座屈変形開始)	変曲点(座屈変形開始)腹板初期不整相当の面外変形量到達(hw/250)	
⑥	腹板初期不整相当の面外変形量到達(hw/250)		垂直補剛材変形
⑦	変曲点 (水平力増加なし)	垂直補剛材座屈	

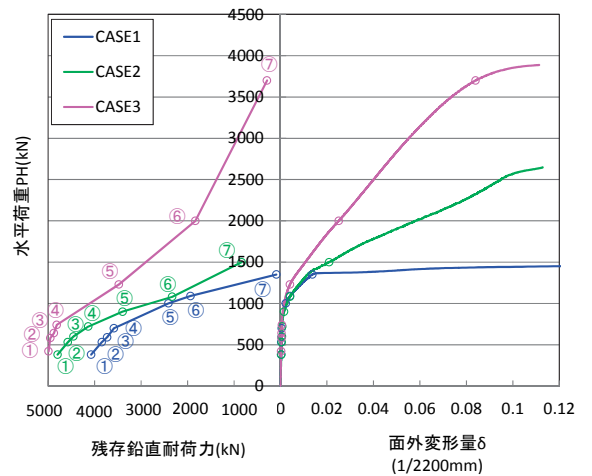


図-7 残存鉛直耐荷力

なっている。水平力を受けた状態の残存鉛直耐荷力の観点からも、CASE3が最も望ましいことがわかった。

図-8(a)に荷重変位関係のCASE1の変曲点(⑤段階)にあたるまで水平力を載荷した後、鉛直荷重を漸増して最大耐力となった時点の変形及び相当応力のコンターを示す。また、図-8(b)、(c)にCASE2、3において、CASE1と比較する観点から図-8(a)と概ね近い荷重が載荷される時点の変形と相当応力のコンターを示す。載荷位置付近の垂直補剛材はCASE1、2ともに座屈変形が生じている。一方、主桁腹板の自由端側の変形性状は異

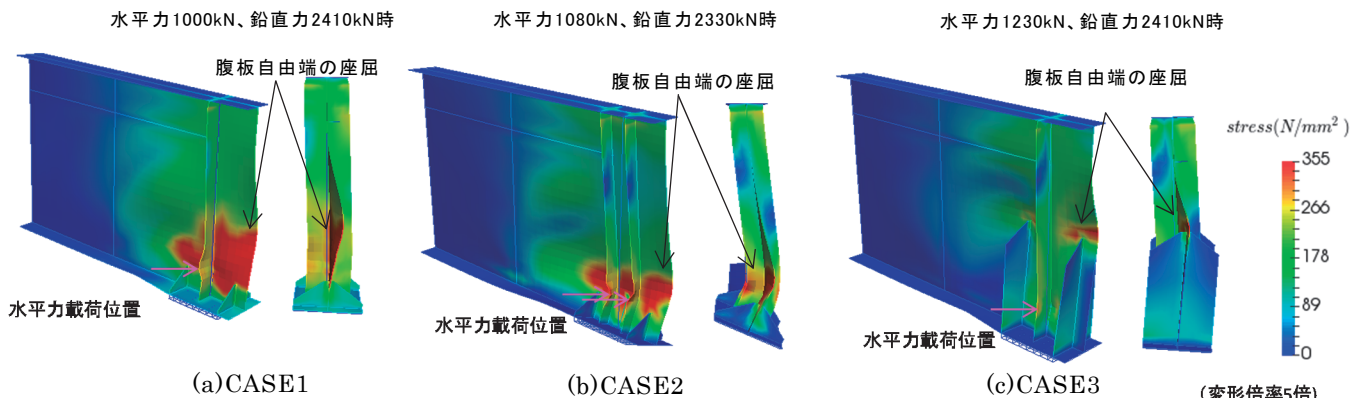


図-8 水平力及び鉛直力荷重による変形及び相当応力のコンター図（水平力約1000kN、鉛直力約2400kN荷重時）

なり、CASE2は荷重位置付近で面外変位が最大となっているもののCASE1の面外変位が最大となる位置は、CASE2よりも高い位置となっている。これは、CASE2よりもCASE1のほうが垂直補剛材から腹板自由端までの水平距離が長く、腹板自由端の変形が進行しやすいためと考えられる。

CASE3は、荷重位置付近の垂直補剛材の変形が生じはじめた状態であり、CASE1、2と比べると変形の程度は小さく、水平力荷重位置よりも上側の腹板自由端で面外変形が生じている。また、CASE1、2では水平力荷重位置付近で応力が卓越しているのに対し、CASE3では水平力荷重位置付近における応力は相対的に小さい。CASE3では支承端部の補剛材により腹板自由端の水平力荷重位置付近において局所的な変形が進行しにくくなり、その結果、残存鉛直耐荷力が高くなっていると考えられる。

4. おわりに

熊本地震において確認された鋼I桁支点部に着目し、塑性化挙動において鉛直耐荷力が急激に低

下せず、橋の機能回復が容易に行える損傷形態に誘導するなどのダメージコントロールの実現性について基礎的な解析的検討を行った。その結果、現在の設計では考慮されていない支承端部の垂直補剛材の高さの違いによって鋼I桁支点部での水平抵抗特性に大きな差が生じている可能性を明らかにした。実際の鋼桁の諸元は極めて多岐にわたっており、今後は、様々な条件における検討を進め、支点部の鋼桁設計において具体的に想定される地震の影響に対してより望ましい損傷形態に誘導できるための細部構造の決定法など設計法の確立に向けた検討を進めていく予定である。

謝 辞

本検討の実施にあたっては、国土交通省九州地方整備局熊本復興事務所にご多大なるご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所、土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告、国総研資料第967号、土研資料第4359号、2017.3

澤田 守



研究当時 国土交通省国土技術政策総合研究所社会資本マネジメント研究センター熊本地震復旧対策研究室主任研究官、現 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ主任研究員
Mamoru SAWADA

岡田太賀雄



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ主任研究員、現 国土交通省国土技術政策総合研究所道路構造物研究部橋梁研究室主任研究官
Takao OKADA

玉越隆史



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ上席研究員、現 国土交通省国土技術政策総合研究所道路構造物研究部道路構造物管理システム研究官、博士(工学)
Dr.Takashi TAMAKOSHI

星隈順一



国土交通省国土技術政策総合研究所社会資本マネジメント研究センター熊本地震復旧対策研究室長、博士(工学)
Dr.Jun-ichi HOSHIKUMA