

水平衝撃入力による連続桁橋と橋台との弾塑性衝撃応答解析

北 見 工 業 大 学 正 員 三上修一 総合技術コンサルタント 内田裕丈
 八千代エンジニアリング 正 員 小倉裕介 北 見 工 業 大 学 フェロー 大島俊之
 太平洋総合コンサルタント 正 員 平 成晴

1. はじめに

兵庫県南部地震のような大規模な地震時に橋梁が衝撃的な水平入力を受けると、上部構造と橋台、および桁同士の間で衝突が起こる。衝突による橋梁の損傷を軽減するために、落橋防止装置用緩衝材の検討や衝撃応答を取り扱った研究が実施されている。また免震設計によってゴム支承などを採用することにより上部構造の応答を考慮した遊間を確保する事となっており、遊間が十分確保できない場合には地震時の橋梁の応答に大きな影響を与えることが考えられる。そこで本研究では解析対象橋梁を連続桁橋をとして遊間部に緩衝材を設置し、衝撃的な加速度入力をおこなった際に上部構造と橋台との間で起こる衝突による応答について数値解析をおこなった。解析では緩衝材について剛性の違いによる緩衝材の効果について検討を行った。また衝突部の遊間長の違いによる応答への影響、橋台背面地盤の違いによる影響について検討を行った。

2. 解析モデル

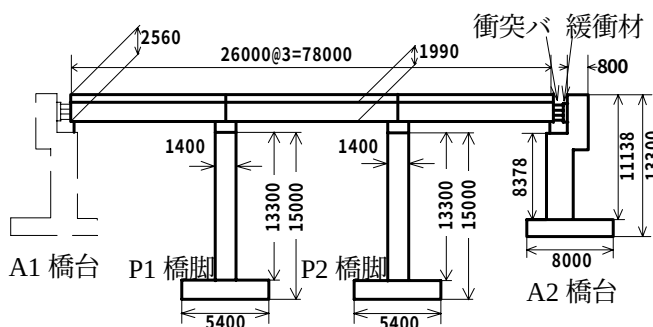


図-1 解析モデル図

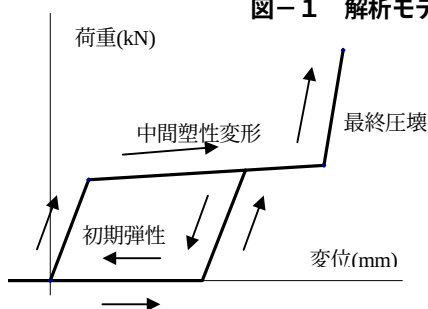


図-2 緩衝材のモデル化

本研究の平面解析モデルを図-1に示す。対象橋梁は連続桁橋であり、支間長が78mで桁高が1.99m、A2橋台、P1、P2橋脚を持っている。高さはそれぞれA2橋台が13m、P1、P2橋脚が15mである。橋梁全体には4節点平面要素、構造内部の鉄筋は2節点はり要素でモデル化し、各要素の材料特性は、鉄筋と鋼材は弾塑性材料、コンクリートはクラック発生を考慮した低引張り材料とした。橋台及び橋脚部の天端にはゴム支承をバネ要素によりモデル化している。A2橋台の壁面には熱可塑性エラストマー緩衝材を設置している。緩衝材の形状は高さが406mm、幅が355mm、厚さが200mmでハニカム構造のものをを用いた。衝突現象については桁端部と緩衝材の隙間を考慮したバネ要素でつなぎモデル化した。解析ではA2橋台部での衝突について検討をおこなっている。このため反対側のA1橋台部は省略してモデル化を行っている。本解析では汎用構造解析プログラムMARCを使用している。

3. 衝突部の遊間の影響

3.1 解析概要

本章ではA2橋台部の遊間を変化させ、衝撃的な水平入力によって衝突が起こる際の上部構造、および橋台部等の応答にどのような影響を与えるか検討する。遊間は200mmから500mm（うち緩衝材の厚さが200mm）まで変化したものと、緩衝材を設置していないものの全部で8ケースとした。緩衝材部は図-2に示すような弾塑性体とした。入力は加速度でsin波（加振周期1sec、最大振幅1000gal）1/2周期分の入力をおこなった。解析時

表-1 遊間の違いによる影響

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
遊間(mm)	200	250	300	350	400	450	500	200
上部構造の最大応答変位(mm)	45.7	145.3	233.5	314.5	379.8	427.0	465.6	268.6
橋台部の最大応答変位(mm)	28.3	75.1	120.3	158.1	176.1	178.3	166.9	69.78
緩衝材の最大変形量(mm)	38.5	44.9	44.9	45.1	59.9	62.8	45.1	—
緩衝材の最大作用力(MN)	18.2	31.9	40.8	45.3	48.0	49.5	50.3	136.9

キーワード：桁端衝突、緩衝材、連続桁

連絡先：〒090-8507 北海道北見市公園町1-6-5番地 TEL.0157-26-9471 FAX.0157-23-9408

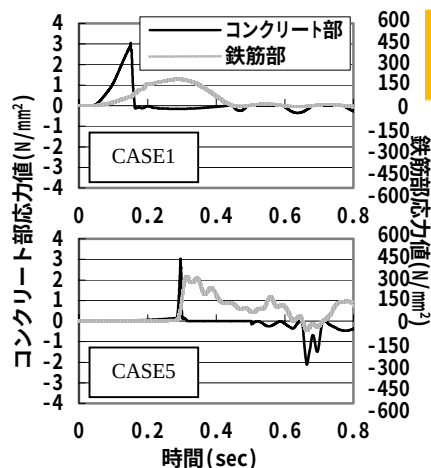


図-3 橋台基部の応力値の比較

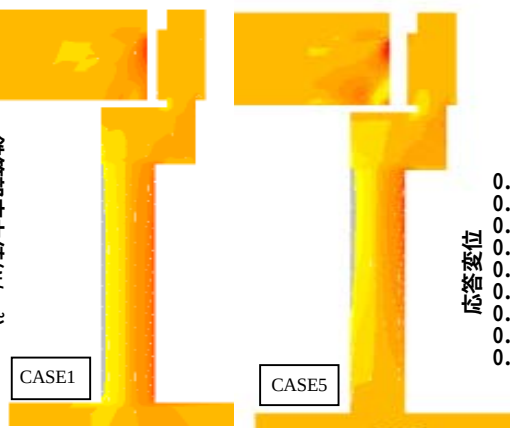


図-4 橋台部における応力分布

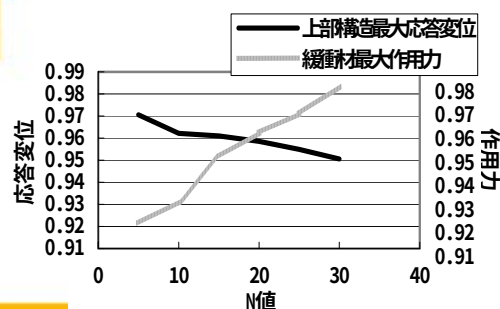


図-5 橋台背面地盤の最適な N 値

間は 2sec、時間間隔は 5.0×10^{-5} sec とした。

3.2 解析結果

表-1にCASE1とCASE5、CASE8の上部構造および緩衝材部、橋台部の各応答結果を示す。CASE1とCASE8はともに遊間が200mmに設定されているが、CASE1には緩衝材が設置されており、CASE8には設置されていない。CASE5は緩衝材が設置されており、上部構造と緩衝材の間の隙間がCASE8と同じ200mmとなっている。それぞれの応答を比較すると、上部構造の応答に関してはCASE1に対しCASE8では6倍ほど大きくなっており、緩衝材によって上部構造が拘束されて変位を抑えることができた。またこのことは緩衝材の最大作用力（衝突力）をみてもわかるように、CASE8に対しCASE1では約1/4と軽減していることが確認できた。

次に遊間が大きいものほど上部構造の応答変位は大きくなる傾向が見られた。緩衝材部の応答については表-1に示した最大変形量、最大作用力ともに遊間250mmをピークに増加する傾向が見られた。図-3はCASE1とCASE5の橋台衝突時に橋台に引張応力が作用する点のコンクリートと鉄筋の応力応答である。コンクリート部は引張強度に達し、クラック発生に伴い鉄筋部では応力値が増加しCASE5では鉄筋が塑性化する。図-4は衝突直後のCASE1とCASE5の衝突部分の応力分布である。遊間が大きくなると、橋台基部の上側部分に応力集中している。

4. 橋台背面地盤の影響

4.1 解析概要

上部構造の桁端部が橋台壁面に衝突する際、橋台背面の地盤による影響が上部構造、緩衝材等に影響を与えるものと考えられる。そこで、橋台背面地盤のN値を変化させその影響について検討を行った。N値は道路橋示方

表-2 橋台背面地盤の影響

	CASE11	CASE12	CASE13	CASE14	CASE15	CASE16
N 値	5	10	15	20	25	30
上部構造の最大応答変位 (mm)	387.7	380.4	379.9	378.9	377.6	375.8
橋台部の最大応答変位 (mm)	54.75	44.77	42.81	40.70	40.85	38.22
緩衝材の最大変形量 (mm)	176.1	178.3	181.0	182.4	183.3	185.3
緩衝材の最大作用力 (MN)	43.9	44.4	45.4	45.9	46.3	46.9

書（V・耐震設計編）に基づいてバネ要素によりモデル化を行った。N値は5から30（CASE11からCASE16）までの全6ケースについておこなった。緩衝材と遊間の間の隙間は200mmと設定した。

4.2 解析結果

表-2に上部構造、緩衝材部、橋台部の各応答値をまとめた。上部構造の応答では、橋台背面地盤のN値を大きくすることによって応答変位が減少する傾向が見られた。これに対し緩衝材の応答についてはN値の増加に伴って変形量、作用力ともに増加する傾向となり橋梁の損傷に大きく影響を与えると考えられる。図5は背面地盤に対する上部構造の最大応答変位と緩衝材最大作用力をそれぞれの最大値で基準化して示したものである。

5. まとめ

本論文では衝撃的な水平入力がおこなわれた際の桁端部と橋台の衝突時の応答について数値解析した結果をまとめる。

- 1) 遊間が増加すると、上部構造の応答変位、衝突力が増加し、遊間が450mm時にピークの値となった。
- 2) 橋台背面地盤を変化させることにより、上部構造の応答を抑制することができた。
- 3) 今回の解析結果から上部構造の応答、衝突力に着目した場合の橋台背面の最適なN値は20程度になる。